THESE

présentée à la

FACULTE DES SCIENCES DE
L'UNIVERSITE D'AIX-MARSEILLE
Institut de mécanique des fluides

pour obtenir le titre de
DOCTEUR-INGENIEUR

par

Giuseppe AGNELLO

PROBLEMES DE POUSSEE-BUTEE TRAITES PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

Loi de comportement hyperbolique des sols

Soutenue le 29 Octobre 1975
à l'Institut de Mécanique des fluides. Salle "Frédéric Zeiner"
devant la Commission d'Examen

M. J. VALENSI ,	Professeur à l'Université de Provence Président
M. J. BIAREZ ,	Professeur à l'Université de Grenoble et à l'Ecole Centrale de Paris Rapporteur
M. F. KERN ,	Ingénieur du Génie Rural des Eaux et Forêts
M. P. CASAL ,	Protesseur à l'Université de Provence
Mme M. A. SENS,	Maître de Recherche à l'Ecole Supérieure d'Ingénieurs de Marseille

---

Travail effectué à l'Ecole Supérieure d'Ingénieurs de Marseille

THESE

présentée à la

FACULTE DES SCIENCES DE
L'UNIVERSITE D'AIX-MARSEILLE
Institut de mécanique des fluides

pour obtenir le titre de
DOCTEUR-INGENIEUR

par

Giuseppe AGNELLO

PROBLEMES DE POUSSEE-BUTEE TRAITES PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

Loi de comportement hyperbolique des sols

Soutenue le 29 Octobre 1975
à l'Institut de Mécanique des fluides Salle Frédéric Zeiner
devant la Commission d'Examen

M. J. VALENSI , Professeur à l'Université de Provence
Président

M. J. BIAREZ , Professeur à l'Université de Grenoble et à l'Ecole Centrale de Paris
Rapporteur

M. F. KERN , Ingénieur du Génie Rural des Eaux et Forêts

M. P. CASAL , Professeur à l'Université de Provence

Mme M. A. SENS, Maître de Recherche à l'Ecole Supérieure d'Ingénieurs de Marseille

---

Travail effectué à l'Ecole Supérieure d'Ingénieurs de Marseille

THESE

présentée à la

FACULTE DES SCIENCES DE
L'UNIVERSITE D'AIX-MARSEILLE
Institut de mécanique des fluides

pour obtenir le titre de
DOCTEUR-INGENIEUR

par

Giuseppe AGNELLO

PROBLEMES DE POUSSEE-BUTEE TRAITES PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

Loi de comportement hyperbolique des sols

Soutenue le 29 Octobre 1975
à l'Institut de Mécanique des fluides. Salle "Frédéric Zeiner"
devant la Commission d'Examen

M. J. VALENSI , Professeur à l'Université de Provence
Président

M. J. BIAREZ , Professeur à l'Université de Grenoble et à l'Ecole Centrale de Paris
Rapporteur

M. F. KERN , Ingénieur du Génie Rural des Eaux et Forêts

M. P. CASAL , Professeur à l'Université de Provence

Mme M. A. SENS, Maître de Recherche à l'Ecole Supérieure d'Ingénieurs de Marseille

---

Travail effectué à l'Ecole Supérieure d'Ingénieurs de Marseille

THÈSE

présentée à la

FACULTE DES SCIENCES DE
L'UNIVERSITE D'AIX-MARSEILLE
Institut de mécanique des fluides

pour obtenir le titre de

DOCTEUR-INGENIEUR

par

Giuseppe AGNELLO

PROBLEMES DE POUSSEE-BUTEE
TRAITES PAR LA METHODE DES
ELEMENTS FINIS

Loi de comportement hyperbolique des sols

UNIV.
LEIDEN
BIBL.

Soutenue le 29 Octobre 1975

devant la Commission d'Examen

M. J. VALENSI , Président

M. J. BIAREZ , Rapporteur

M. F. KERN , Rapporteur

M. P. CASAL , Rapporteur

Mme M.A. SENS, Maître de Recherche à l'Ecole Supérieure d'Ingénieurs de Marseille

---

Travail effectué à l'Ecole Supérieure d'Ingénieurs de Marseille

AVANT-PROPOS

Les travaux exposés dans cet ouvrage ont été réalisés dans le cadre de l'Ecole Supérieure d'Ingénieurs de Marseille.

Monsieur le Professeur J. VALENSI m'a fait l'honneur d'accepter la Présidence du Jury, qu'il veuille bien trouver ici l'expression de ma déférente gratitude.

Monsieur le Professeur P.CASAL a bien voulu accepter d'être membre du Jury, je l'en remercie vivement.

Monsieur le Professeur J.BIAREZ a dirigé la direction scientifique de mes travaux. Par ses nombreuses suggestions et précieuses remarques , il a su me faire profiter de sa profonde connaissance en Mécanique des Sols, je voudrai par ce présent mémoire lui témoigner ma respectueuse et vive reconnaissance.

Madame M.A. SENS a assuré le rôle difficile de direction de mes études. Elle a su le remplir avec beaucoup de conviction et c'est avec gentillesse et compréhension qu'elle m'a toujours aidé. Je ne sais comment la remercier d'avoir accepté de faire partie du Jury : aussi, je la prie de croire à ma profonde et sincère reconnaissance.

Il est de mon devoir de remercier Monsieur B. SUSSMANN Directeur de l'Ecole Supérieure d'Ingénieurs de Marseille, qui m'a aidé matériellement à la réalisation de cet ouvrage.

C'est dans le cadre de conventions passées avec les industries ou organismes de la région Marseillaise que ce travail a été en partie effectué. Il m'a été alors possible de rencontrer de nombreux ingénieurs pendant ces deux années. Par leurs nombreuses et judicieuses remarques, ils m'ont beaucoup aidé. Je les en remercie vivement. Je citerai et remercierai plus particulièrement Monsieur REY du CETE aux Milles.

Je ne puis oublier aussi Monsieur KERN qui avec la collaboration de M.MATHIEU m'a toujours aidé, et qui, malgré la lourde charge qu'impose sa fonction, m'a fait l'honneur d'accepter d'être membre du Jury. J'adresse mes remreciements les plus sincères aux nombreuses personnes que j'ai rencontrées au CTGREF où j'ai trouvé une ambiance saine et amicale de travail.

AVANT-PROPOS

Je me souviens avec plaisir de messieurs GANCEL, AUBRY et DESCROIX de l'Ecole Centrale des Arts et Manufactures de Paris à qui j'ai souvent fait appel lors de difficultés. Je les prie de croire à ma cordiale amitié.

Ce mémoire n'aurait pu voir le jour sans l'application et l'éfficacité de Mademoiselle GAZAY secrétaire de Monsieur VUILLEMOT et la compétence de Monsieur CEREGHINO du sercice reprographie dirigé par Monsieur BOYER. Je tiens à les remercier vivement pour le soin qu'ils ont apporté à cette tâche.

Je ne pourrai clore cet avant-propos, sans adresser une pensée cordiale aux nombreux membres du personnel de l'Ecole Supérieure d'Ingénieurs de Marseille. Je les prie de croire à ma profonde sympathie.

SOMMAIRE

page

Notations principales 1
Introduction 3

CHAPITRE I : CALCUL PAR ELEMENTS FINIS ET LOIS DE COMPORTEMENT

Introduction aux calculs par éléments finis 5
Théorie des éléments finis 6
A - Equations de base 6
B - Etablissement de la matrice de rigidité élémentaire. 8
C - Matrice de rigidité globale 12
D - Conditions aux limites 12
E - Conclusion 13
Lois de comportement des sols 14
A - Comportement hyperbolique des sols 15
B - Cycle déchargement-rechargement 18
Annexe 19
Processus d'analyse des relations non linéaires 21
Relations contraintes-déformations 24
Comportement aux interfaces 26
A - Loi de comportement aux interfaces 26
B - Processus d'analyse 30

CHAPITRE II : DESCRIPTION ET CARACTERISTIQUES DU MODELE ANALOGIQUE

A - Caractéristiques du massif 31
I - Proportions des rouleaux 31
II - Caractéristiques des rouleaux 31
III - Mise en place 31
B - Essais biaxiaux et constantes de la loi de comportement des matériaux d'essais 32
I - Massif de rouleaux 32
II - Structures 32

C - Détermination de la matrice liant les contraintes aux déformations en élasticité bidimensionnelle 32
I - Introduction 32
II - Analogie effectuée dans le programme utilisé 35
1) Etude bidimensionnelle 35
2) Elasticité tridimensionnelle-contraintes planes 36
3) Conclusion 36
III - Conclusion 36
CHAPITRE III : TRANSLATION HORIZONTALE DES MURS VERTICAUX
A - Description des essais 37
I - Murs et procédés de mesures 37
1) Mesures des contraintes 37
2) Mesures des déplacements et rotations du mur 37
3) Détermination des déplacements au sein du massif 38
II - Déroulement des essais 38
1) Description des essais 38
2) Mode de mise en place 41
B - Détails des calculs par éléments finis 41
I - Caractéristiques des matériaux 41
1) Massif de petis rouleaux 41
2) Ecran 41
II - Différents types de calculs 42
1) Calcul I 42
2) Calcul II 42
3) Calcul III 42
4) Calcul IV 42
5) Caractéristiques des différents calculs 43
C - Comparaison des résultats expérimentaux et des résultats obtenus par les calculs par éléments finis 43
I - Courbes de chargement F = F (θ) 43
II - Courbes d'évolution du C.I.R. 43
III - Comparaison de la répartition des contraintes 43
IV - Déplacements des points du massif 44
Courbes résultats 45
Annexe 77

CHAPITRE IV : ESSAIS D'ARRACHEMENT SUR DALLES

A - Translation horizontale des dalles verticales 82
I - Observations cinématiques expérimentales 82
1) Dalle à faible profondeur (D/B ⩽ 3) 82
2) Dalle moyennement profonde (3 < D/B ⩽ 6) 83
3) Dalle à grande profondeur (D/B > 6) 83
II - Détails des calculs par éléments finis 86
1) Caractéristiques des matériaux 86
2) Différents types de calculs 86
3) Résultats 87
B - Arrachement vertical des dalles horizontales 88
I - Observations cinématiques 88
1) Dalles à faible et moyenne profondeur (D/B < 7) 88
2) Dalles à grande profondeur (D/B > 7) 91
3) Commentaires sur les résultats expérimentaux de la force d'arrachement 91
II - Détails des calculs par éléments finis 92
1) Caractéristiques des matériaux 92
2) Maillages 92
3) Résultats 92
4) Conclusion 93
Courbes résultats 94
Annexe 153

CHAPITRE V : MURS DE SOUTENEMENT

A - Etudes expérimentales 162
I - Conditions d'essais 162
1) Modèle analogique 162
2) Matériel 162
3) Déroulement des essais 163
4) Types de murs étudiés 163
5) Résultats 163
B - Calculs par éléments finis 164
I - Hypothèses utilisées 164
1) Maillage 164
2) Conditions aux limites 164

3) Caractéristiques des matériaux employés 164
4) Déroulement des calculs 164
II - Résultats 165
1) Mur A1 165
2) Mur A7 165
3) Mur D3 166
4) Mur C9 166
III - Conclusion 166
Courbes résultats 167

CHAPITRE VI : ETUDE DU CLOUTAGE PAR PIEU D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN

Présentation des faits 188
Préparation et adaptation au problème pose 189
A - Géométrie 189
B - Mise au point d'incrémentation des surcharges 190
C - Caractéristiques des matériaux 190
I - Le stampien et le remblai 191
II - La couche "molle" 191
III - Le pieu 192
IV - Exemple de linéarisation d'un essai triaxial 192
Ordre des passages de calcul 193
Passage en homogène avec pieu 194
A - Passage avec 1/10 du poids du remblai 194
B - Passage avec 1/2, 3/4, 4/4 du poids du remblai 194
I - Le sol 194
II - Le pieu 195
Comparaison des résultats obtenus par une initialisation glogale et par incrémentations successives jusqu'à l'état final 197
A - Première méthode 197
B - Deuxième méthode 197
Passages en hétérogène avec pieu 198
A - Le sol 198
B - Le pieu 199
Conclusion 200
Courbes résultats 201

CHAPITRE VII : ETUDE DE DEUX OUVRAGES DE SOUTENEMENT

Etude du premier quai 239
A - Description de l'ouvrage 239
B - Schématisation du problème 240
C - Maillages proposés et caractéristiques des matériaux 242
D - Présentation des résultats 242
Etude du deuxième quai 244
A - Description de l'ouvrage 244
B - Schématisation du problème 244
C - Maillage, cas de chargement utilisés et caractéristiques des matériaux 246
D - Présentation des résultats 247
Courbes résultats 249

CHAPITRE VIII : CONDUITES ET CANALISATIONS ENTERREES CIRCULAIRES

A - Généralités 268
I - Classification 268
II - Charges-expériences 268
1) Essais de CURRAL 268
2) Essais de AMES 269
3) Expériences du comité des ingénieurs américains du chemin de fer 270
III - Théories 271
B - Calculs par éléments finis 272
I - Caractéristiques des matériaux utilisés 272
II - Caractères communs à tous les calculs 273
III - Résultats et conclusions 275
Courbes résultats 277

Bibliographie 350

PRINCIPALES NOTATIONS

β	Angle d'inclinaison des parois de la tranchée
b ou B	Largeur de la tranchée
B	Largeur de la dalle
c	Cohésion
c'	Cohésion intergranulaire
γ	Masse vvolumique
δ	Déclivité des contraintes
e	Epaisseur
E	Module d'Young
E_i	Module initial
E_t	Module tangent
e_{ij}	Déformations
$\varepsilon_{1,2,3}$	Déformations principales
D	Longueur du pieu immergé
	Profondeur de la dalle
D	Diamètre d'une conduite
F	Effort d'arrachement ou de translation
K, n	Coefficients de l'hyperbole simulant la courbe effort-déformation donnée par l'essai triaxial
K_I, n	Coefficients de l'hyperbole simulant le comportement des éléments unidimensionnels
K	Coefficient de réduction ou d'augmentation des efforts au dessus d'une conduite
K_o	Coefficient de poussée des terres au repos
h, h'	Hauteur de l'ancrage de la force de translation
H	Hauteur de remblaiement comptée à partir de la génératrice supérieure de la conduite
M	Moment de flexion
ν	Coefficient de Poisson
σ	Contrainte sur la facette
σ_x, τ_{xy}	Contrainte normale et contrainte tangentielle de (σ)
$\sigma_{1,2,3}$	Contraintes principales

ϕ	Angle de frottement
ϕ'	Angle de frottement intergranulaire
ox	Axe horizontal
oy, oz	Axe vertical
θ	Angle de la contrainte principale majeure σ_1 avec l'horizontale
θ	Angle de rotation de l'écran
u_x	Déplacement horizontal
u_y	Déplacement vertical
T	Effort tranchant

INTRODUCTION

Cette présente étude est destinée à montrer les domaines d'application de la méthode aux éléments finis. Vu le caractère relativement neuf que présente un tel moyen du calcul, il est nécessaire de vérifier les résultats obtenus par cette méthode.

Ce mémoire comprend 3 parties :

. La première est destinée à jeter les bases mathématiques de la théorie des éléments finis, et à montrer le mode d'utilisation du programme utilisé qui tiend compte de la courbe efforts-déformations donnée par le triaxial.

. Dans la seconde partie, nous nous proposons d'effectuer certaines comparaisons entre les résultats obtenus par la méthode aux éléments finis et les résultats expérimentaux trouvés à partir d'essais sur modèle analogique constitué par des petits rouleaux en duralumin.

. Enfin la troisième partie présente quelques domaines d'application très variés de la méthode : Etude de pieux, de murs de soutènement et de conduites enterrées.

Tous les problèmes étudiés dans cet ouvrage sont traités souvent par les méthodes de calcul actuelles de manière approximative. En effet, en mécanique des sols, et plus particulièrement pour les problèmes de poussée-butée, il est souvent difficile de tenir compte de tous les paramètres et en particulier des conditions aux limites faisant intervenir à la fois les contraintes et les déformations. La methode aux éléments finis employée nous donnant les contraintes et les déformations en tout point est particulièrement adaptée à ce genre d'utilisation.

PARTIE I

- CHAPITRE I
- CHAPITRE II

PARTIE II

- CHAPITRE III
- CHAPITRE IV
- CHAPITRE V

PARTIE III

- CHAPITRE VI
- CHAPITRE VII
- CHAPITRE VIII

CHAPITRE I

INTRODUCTION aux CALCULS PAR ELEMENTS FINIS

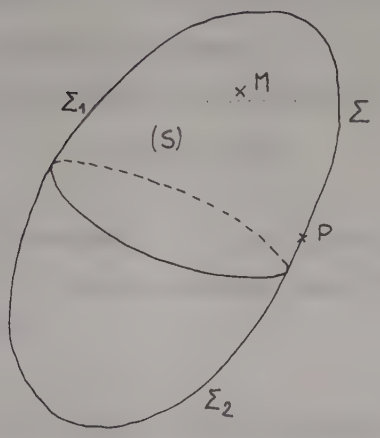
La structure, ou le sol à étudier, est divisée en un grand nombre d'éléments, définis par leurs sommets ou noeuds.

La réunion de ces éléments doit, bien évidemment, représenter aussi fidèlement que possible le milieu à étudier.

La méthode utilisée est une méthode aux déplacements, c'est-à-dire que les inconnues du problème sont les déplacements, aux noeuds. Il s'agit alors de relier les déplacements des noeuds aux forces extérieures (forces de volume et forces de surface) ramenées en ces mêmes points. Ceci s'effectue par l'intermédiaire de la matrice de rigidité totale obtenue par l'assemblage des matrices de rigidité élémentaires. Le choix des éléments n'est pas soumis à des règles bien précises ; plus le nombre d'éléments est grand, meilleure est la précision du calcul. Néanmoins, comme le temps de calcul augmente alors dans de grandes proportions, il faut essayer de choisir les éléments les mieux adaptés (c'est-à-dire donnant de bons résultats pour le temps de calcul demandé). Une des règles primordiales est d'augmenter le nombre des éléments dans les zones où les gradients de contraintes sont très élevés.

THEORIE des ELEMENTS FINIS

A - EQUATIONS de BASE - FORMULATION du PROBLEME en MECANIQUE des MILIEUX DEFORMABLES



Soit un corps solide (S) de surface extérieure Σ, le solide est en équilibre sous l'action des forces extérieures représentées par une densité des forces de volume f(M) définie en tout point M du volume intérieur à (S) et une densité des forces de surface F(P) définie en tout point P de Σ_1 par exemple.

Sur la partie Σ_2 complémentaire à Σ_1, on définit des conditions aux limites de déplacement $\overline{u_i(P)}$

- Les équations d'équilibre

L'équation $\left[\vec{F}\right] = \left[M\ \vec{\Gamma}\right]$ donnant 6 équations se traduit par

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + f_i = 0$$

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$$

en tout point M intérieur à (S) (et pour un équilibre statique)

Les formulations équivalentes pour la traduction de ces équations seront exposées plus loin.

Elles sont de 2 origines :

- à partir du théorème des travaux virtuels,
- à partir du théorème du minimum de l'énergie potentielle.

- Les équations du comportement du matériau

$$f(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}) = 0$$

en élasticité classique (acier par exemple), elles s'écrivent :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E}\sigma_{ij} - \frac{\nu}{E}\delta_{ij}\Gamma_1$$

avec ν coefficient de Poisson

E module d'Young

δ_{ij} symbole de Kronecker

$\Gamma_1 = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}$

Cependant, il faut citer la loi de plasticité parfaite, la loi de Darve, la loi de Duncan dont l'exposé détaillé sera fait dans quelques pages.

C'est alors que s'introduit la notion de déformation.

- Pour les petites déformations on a :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i}\right)$$

De plus, si l'on veut, à partir de la déformation ε_{ij} le déplacement u_i, il faut satisfaire aux conditions d'intégrabilité.

- Les équations de comptabilité

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_{ij}}{\partial x_k \partial x_l} + \frac{\partial^2 \varepsilon_{kl}}{\partial x_i \partial x_j} = \frac{\partial^2 \varepsilon_{ik}}{\partial x_j \partial x_l} + \frac{\partial^2 \varepsilon_{jl}}{\partial x_i \partial x_k}$$

- Les équations des conditions aux limites

. géométriques (cinématiques)
En tout point P de Σ_2 où $u_i(P)$ est donné, on aura
$ui = \overline{u_i}$

. mécaniques (statiques)
En tout point P de la surface extérieure Σ_1, on aura
$F_i = \sigma_{ij} \cdot n_j$
nj étant les cosinus directeurs de la normale extérieure et σ_{ij} le tenseur des contraintes.

. historiques
(lorsque l'on considère des lois de comportement du matériau non linéaire).

En conclusion, l'état réel d'un problème d'élasticité est à la fois un champ cinématiquement admissible (satisfaisant aux équations de comptabilité et aux conditions aux limites de déplacement) et un champ statiquement admissible (satisfaisant aux équations d'équilibre et aux conditions aux limites des forces surfaciques).

- Théorème des travaux virtuels

Pour un corps solide en équilibre, l'accroissement virtuel de l'énergie de déformation

$$\delta W_i = \int_{(S)} \sigma_{ij}\, \delta\varepsilon_{ij}\, dv$$

est égal à la somme des travaux des forces de volume et de surface dans tout accroissement virtuel, cinématiquement admissible du champ des déplacements

$$\delta W_i = \int_{(S)} \sigma_{ij}\, \delta\varepsilon_{ij}\, dv = \int_{(S)} f_i\, \delta u_i\, dv + \int_{(\Sigma)} F_i\, \delta u_i\, d\Sigma$$

- Principe du minimum de l'énergie potentielle totale

Pour un état d'équilibre stable, les déplacements cinématiquement admissibles qui satisfont aux conditions statiques d'équilibre et aux conditions aux limites sont ceux qui minimisent l'énergie potentielle totale et réciproquement.

exemple : force de surface et de volume indépendantes de la déformation du solide

$$\Pi = W - \int_{(S)} f_i\, u_i\, dv - \int_{(\Sigma)} F_i\, u_i\, d\Sigma$$

Π énergie potentielle

$$W = \frac{1}{2} \int_{(S)} \sigma_{ij}\, \varepsilon_{ij}\, dv \qquad \text{(en élasticité linéaire)}$$

B - ETABLISSEMENT de la MATRICE de RIGIDITE ELEMENTAIRE

$$(F) = (K)\,(U)$$

La loi de Hooke peut s'écrire

$$|\sigma| = (D).|\varepsilon|$$

où $|\sigma|$ est le vecteur contrainte

$$\begin{vmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{31} \end{vmatrix}$$

et $|\varepsilon|$ le vecteur déformation

$$\begin{vmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{12} = 2.\varepsilon_{12} \\ \gamma_{23} = 2.\varepsilon_{23} \\ \gamma_{31} = 2.\varepsilon_{31} \end{vmatrix}$$

Alors $d\mathcal{C} = \sigma_{ij}.d\varepsilon_{ij} = d(\varepsilon)^T.(\sigma) = (\sigma)^T d(\varepsilon)$

La matrice (D) s'écrit donc :

$$\begin{vmatrix} 1/E & -\nu/E & -\nu/E & 0 & 0 & 0 \\ -\nu/E & 1/E & -\nu/E & 0 & 0 & 0 \\ -\nu/E & -\nu/E & 1/E & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1+\nu)/E & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1+\nu)/E & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1+\nu)/E \end{vmatrix}$$

Si l'on a des déformations initiales (dues à des contraintes d'origine thermique, par exemple), l'équation s'écrit :

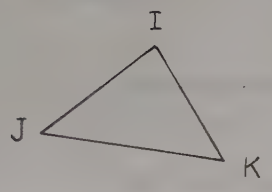
$$(\sigma) = (D).(\varepsilon - \varepsilon_0)$$

Les éléments finis sont définis par les noeuds qui les limitent et dont les déplacements constituent les inconnues du problème. A l'intérieur des limites de l'élément, on peut obtenir le déplacement d'un point quelconque à l'aide d'une matrice d'interpolation ; c'est le choix de la fonction de déplacement liée au type d'élément

$$(u) = (\phi).(U)$$

exemple :

Soit l'élément triangulaire I, J, K



$$\begin{cases} u = \alpha_0 + \alpha_1 x + \alpha_2 y \\ v = \beta_0 + \beta_1 x + \beta_2 y \end{cases}$$

D'où

$$\begin{vmatrix} u \\ v \end{vmatrix} = (u) = \begin{vmatrix} 1 & x & y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x & y \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} \alpha_0 \\ \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \beta_0 \\ \beta_1 \\ \beta_2 \end{vmatrix}$$

$$(U) = \begin{vmatrix} U_I \\ V_I \\ U_J \\ V_J \\ U_K \\ V_K \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1 & x_i & y_i & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_k & y_k & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_k & y_k \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \alpha_0 \\ \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \beta_0 \\ \beta_1 \\ \beta_2 \end{vmatrix}$$

$$(1) \qquad (\alpha) = (M^{-1}).(U)$$

$$(1) \Longrightarrow (u) = (m)(\alpha) = (m).(M^{-1}).(U)$$

Soit $\underline{(\phi) = (m).(M^{-1})}$

Remarque

. Le type d'élément choisi doit être tel que le nombre de paramètres indépendants qu'il introduit soit égal au nombre de paramètres de la fonction de déplacement afin de pouvoir résoudre de façon unique l'équation $(\alpha) = (M^{-1}).(U)$

. Le choix du type d'élément doit être tel que l'on assure la continuité des déplacements sur toutes les frontières de l'élément.

Connaissant (u) on peut en déduire alors (ε) par :

$(\varepsilon) = (B).(u)$

En général, (B) va dépendre des coordonnées d'un point à l'intérieur de l'élément. On applique alors le théorème des travaux virtuels

Soit δu_i^* un champ de déplacements virtuels.

On obtient

$$(\delta u^*) = (\phi)(\delta U^*) \quad ; \quad (\delta \varepsilon^*) = (B)(\delta U^*)$$

$\delta W_i = \delta W_e$ s'écrit alors

$$\int_{(V)} (\delta \varepsilon^*)^T.(\sigma).dv = \int_{(V)} (\delta u^*).(f)\, dv + \int_{(\Sigma)} (\delta u^*)^T.(F)\, d\Sigma$$

ou encore

$$(\delta U^*)^T.\left(\int_{(V)} (B)^T.(D).(B).dv\right).(U) = (\delta U^*)^T.\left(\int_{(V)} (B)^T.(D).(\varepsilon_0)\, dv\right) +$$

$$(\delta U^*)^T.\left(\int_{(V)} (\phi)^T.(f).\, dv\right) + (\delta U^*)^T.\left(\int_{\Sigma} (\phi)^T.(F)\, d\Sigma\right)$$

Cette relation devant être vérifiée quel que soit le champ de déplacements virtuels, on a alors :

$$\left(\int_{(V)} (B)^T.(D).(B).dv\right).(U) = (K).(U) = (f_0) + (f_S) + (f_\Sigma)$$

La matrice (K) appelée matrice de rigidité de l'élément dépend de la fonction de déplacement choisie donc du type d'élément et des propriétés rhéologiques du matériau. (En particulier (D) est constante en élasticité linéaire). Le second membre de l'équation ci-dessus dépend du cas de charge.

C - MATRICE de RIGIDITE GLOBALE

La démonstration rigoureuse consisterait à écrire que l'énergie potentielle totale est égale à la somme des énergies potentielles de chaque élément et à écrire ensuite le principe du minimum de celle-ci pour tout l'ensemble.

Pratiquement, on somme dans une région toutes les relations obtenues pour chaque élément, ce qui revient à écrire l'équilibre des forces en chaque noeud.

On obtient alors une relation traduisant les équations d'équilibre pour l'ensemble des noeuds de la forme.

$$(F) = (K)\,(U)$$

En effet, au noeud I dans l'élément (P)

$$f_i^P = \sum_l K_{il}^P \cdot U_l \qquad ; \qquad F_i^P = \sum_{P=1}^{N} f_i^P$$

l : nombre de noeuds de l'élément (P)

N : nombre d'éléments

D - CONDITIONS aux LIMITES

Dans ce système (F) = (K) (U), on introduit les conditions aux limites de déplacement

$$\begin{vmatrix} U \\ V \end{vmatrix} = 0 \qquad \text{ou} \quad U = 0 \quad \text{ou} \quad V = 0$$

Pour cela, on annule la force correspondante Fi et on remplace, dans la matrice, kij par o sauf pour i = j, kii étant égal à 1.

Exemple : (substratum rigide rugueux à deux dimensions $u = v = 0$
(symétrie $u = 0$

Quelques remarques

. La matrice (k) est symétrique. Par conséquent, pour résoudre le système (F) = (k) (U), on ne gardera que la moitié de la matrice et on numérotera par diagonale et par ligne.

. On appelle largeur de bande, la grandeur nd + n où n est le nombre de paramètres par noeud et d l'écart maximum entre deux noeuds dans la numérotation. Le temps de calcul dépend fortement de la largeur de bande et on cherchera à la réduire au maximum.

. Pour obtenir les contraintes, on écrit à partir des déplacements les équations suivantes :

$$(\varepsilon) = (B).(U)$$

puis $(\sigma) = (D).(\varepsilon)$

E - CONCLUSION

. Des conditions aux limites géométriques compliquées ne sont pas une difficulté pour ce genre de problème.

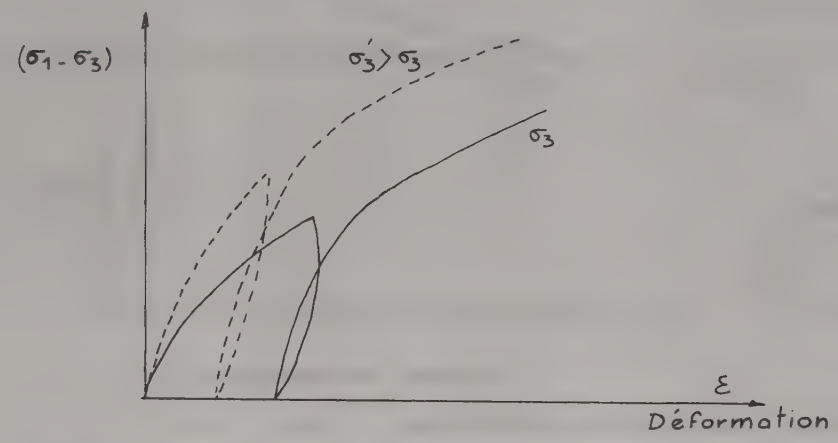
. On peut très facilement prendre en compte des milieux hétérogènes : on pourrait imaginer une matrice (D) par élément.

Cependant, en mécanique des Sols, il est très restrictif de travailler en élasticité linéaire, d'où l'idée de suivre la courbe effort-déformation donnée par l'essai triaxial.

LOIS de COMPORTEMENT des SOLS

Les études effectuées jusqu'à ce jour en mécanique des sols font clairement apparaître que l'approximation d'un comportement élastique n'est pas applicable.

Les phénomènes sont en effet bien plus complexes et ne sont ni linéaires, ni élastiques. Pour s'en persuader, il suffit d'examiner les résultats expérimentaux donnés par l'essai de base de la mécanique des sols : le triaxial.



On remaque :

. Les courbes ne sont pas linéaires,
. Le niveau de contrainte (σ_3) intervient,
. Le comportement est inélastique au cours du cycle déchargement rechargement.

Beaucoup de facteurs interviennent en effet sur le comportement des sols ; on ne citera que la densité, les pressions d'eau intersticielles, les conditions de drainage, l'état de contrainte, la vitesse de chargement, et même l'histoire de l'échantillon.

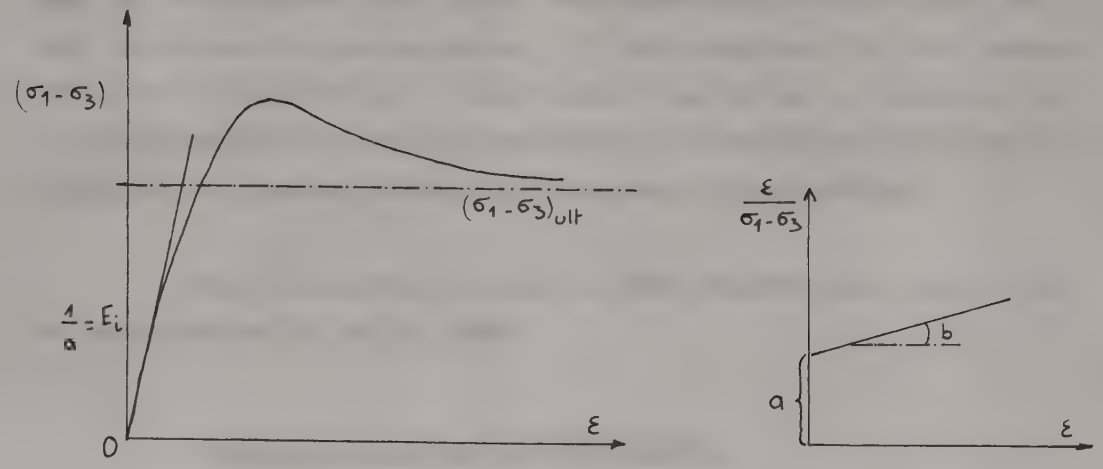
De ce fait, il est difficile de trouver un modèle mathématique correct pour représenter le comportement d'un sol.

DUNCAN et CHIN YANG CHANG ont donné une représentation simple proche de la réalité. Elle est fondée sur une loi hyperbolique.

A - COMPORTEMENT HYPERBOLIQUE des SOLS

Partant des essais triaxiaux classiques, on approxime la courbe à σ_3 constant par une hyperbole d'équation

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{a + b.\varepsilon}$$



ε déformation axiale

σ_1 , σ_3 contraintes principales majeure et mineure respectivement

a, b constantes à déterminer.

- Détermination des constantes a et b
(Méthode de DUNCAN)

* Dans l'équation $(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{a + b.\varepsilon}$ faisons tendre ε vers ∞ alors $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = \frac{1}{b}$

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ désigne la valeur asymptotique du déviateur de contrainte que l'on estime empiriquement par la formule

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture} = R_f . (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$$

L'expérience montre que l'on peut prendre $R_f = 0.85$

D'où

$$b = \frac{R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupt}}$$

* a désigne la valeur de la pente de la tangente à l'hyperbole en O origine des axes. On désigne habituellement cette valeur par $Ei = \frac{1}{a}$; Ei étant le module tangent initial.

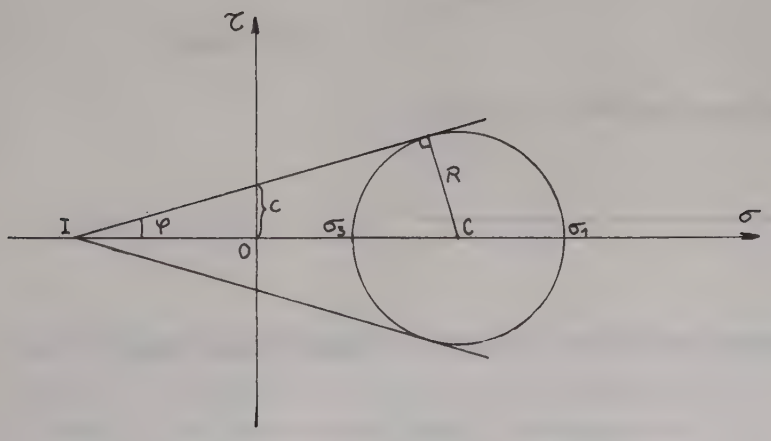
D'où l'équation de l'hyperbole

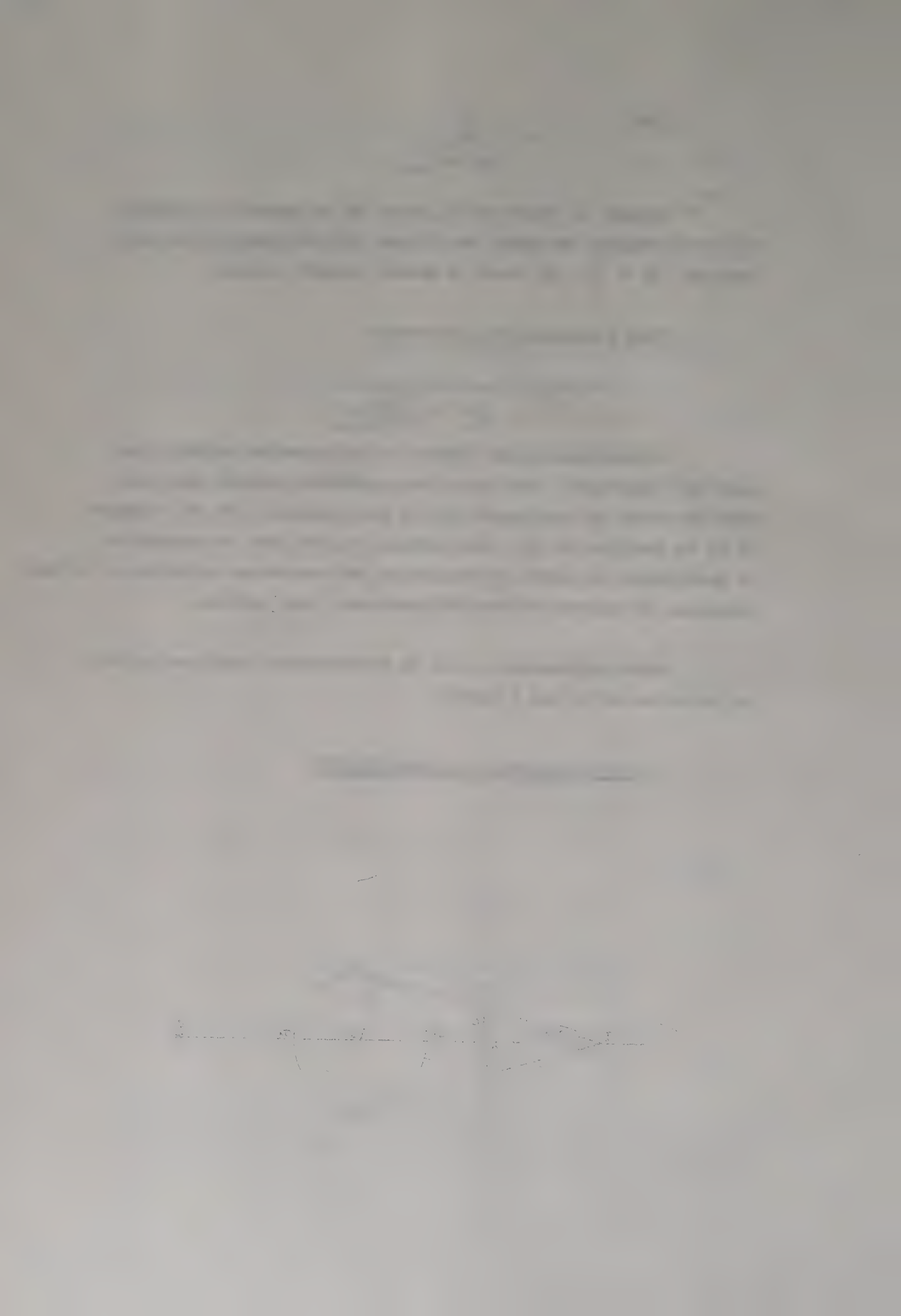
$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{R_f \cdot \varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupt}}}$$

L'expression ainsi obtenue n'est cependant valable que pour σ_3 = constante. Pour avoir une expression valable quel que soit le niveau de contrainte σ_3, il faut exprimer $(\sigma_1 - \sigma_3)$ rupture et Ei en fonction de σ_3 . Nous verrons d'autre part, en annexe de ce paragraphe une autre détermination des constantes relatives à la linéarisation de courbes efforts-déformations, plus précise.

Nous utiliserons la loi de MOHR-COULOMB ainsi que la loi de variation de Ei due à JAMBU.

- <u>Loi de variation de MOHR-COULOMB</u>





Nous pouvons alors écrire :

$$(\sigma_1-\sigma_3)_{rupt} = \frac{2.c.\cos\varphi + 2.\sigma_3.\sin\varphi}{1-\sin\varphi}$$

$$\text{car} \quad \frac{R}{IC} = \sin\varphi = \frac{\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}}{2c.\frac{\cos\varphi}{\sin\varphi} + \frac{\sigma_1+\sigma_3}{2}}$$

- <u>Loi de variation de Ei (JAMBU)</u>

$$E_i = K_m\, p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n$$

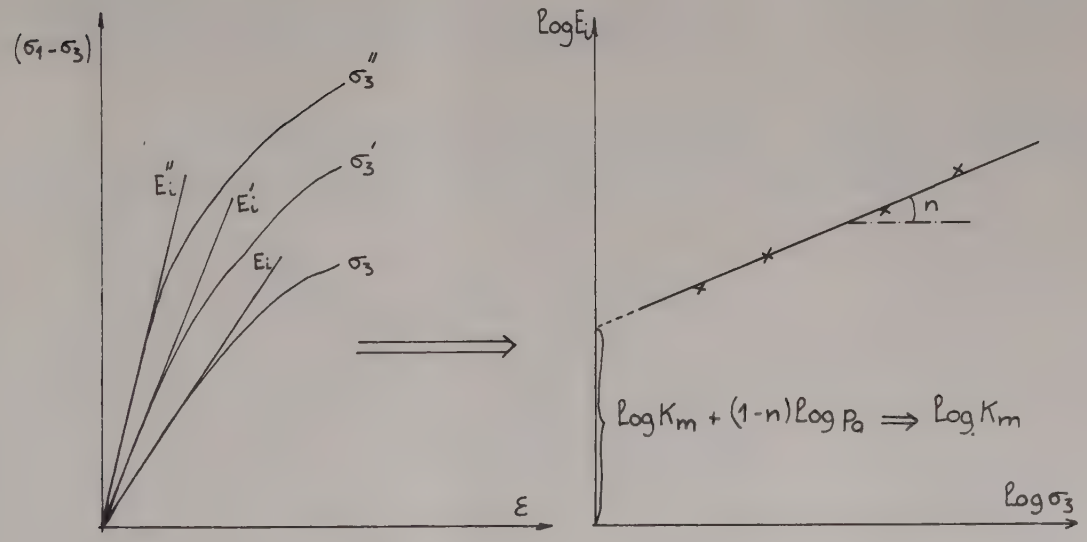
σ_3 contrainte principale mineure

km nombre module

n exponent coefficient

En effet, si on trace la courbe log Ei = f(Log σ_3) on obtient approximativement une droite qui permet d'avoir km et n

$$\text{Log}E_i = \text{Log}K_m + n.\text{Log}\sigma_3 + (1-n)\text{Log}\,p_a$$



D'où l'expression complète dans le cas d'un chargement simple.

$$\sigma_1-\sigma_3 = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{K_m.p_a.\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n} + R_f\,\frac{\varepsilon.(1-\sin\varphi)}{2c.\cos\varphi + 2.\sigma_3.\sin\varphi}}$$

B - CYCLE DECHARGEMENT - RECHARGEMENT

Nous avons ici envisagé le seul cas d'un chargement continu. Pour les cycles de déchargement-rechargement, DUNCAN a montré que la loi correspondante pouvait être approximée de façon suffisamment rigoureuse par une simple droite reliant les extrémités hautes et basses du cycle.

A cette droite, correspond un module constant pour σ_3 donné qui est aussi de la forme $E_{ur} = K_{ur} \cdot pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)^n$

n est le même que pour Ei

$K_{ur} = 1,6\, K_m$

ANNEXE

Nouvelle détermination des constantes pour la linéaritation d'une courbe d'essai triaxial.

Dans la méthode proposée par DUNCAN, le triaxial était simulé par une hyperbole $\sigma_1-\sigma_3 = \frac{\varepsilon}{a+b.\varepsilon}$ dans laquelle on démontre aisément les valeurs de a et b :

$$a = \frac{1}{Ei} \qquad \text{(Ei module tangent initial)}$$

$$\frac{1}{b} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$$

Dès à présent, on peut prévoir que la méthode ne sera pas précise, car le module tangent initial est normalement très grand, et donc son inverse très petit. Il s'ensuit une très grande imprécision dans la détermination graphique de a.

La méthode proposée consiste toujours à simuler le triaxial par une hyperbole de même type, mais écrite différemment :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \cdot \frac{\varepsilon}{A+\varepsilon}$$

$$y = y_\ell \cdot \frac{\varepsilon}{A+\varepsilon} = \frac{\varepsilon}{\frac{A}{y_\ell} + \frac{\varepsilon}{y_\ell}}$$

D'où $\quad \frac{A}{y_\ell} = a = \frac{1}{E_i}$

$$\frac{1}{y_\ell} = b \quad ; \quad y_\ell = (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$$

Le paramètre A de l'hyperbole est déterminé graphiquement, mais sa détermination à l'avantage d'être plus précise que celle du module tangent. On fait coïncider l'hyperbole avec le point expérimental de coordonnées $\left(\varepsilon_{\frac{1}{2}} , \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}{2} \right)$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}/2 = (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \cdot \frac{\varepsilon}{A + \varepsilon} \Rightarrow A = \varepsilon_{\frac{1}{2}}$$

Ce point permet de déterminer la paramètre A par simple lecture.

Connaissant A, nous déterminons Ei, non plus graphiquement mais numériquement.

Utilisant toujours la même loi de variation $Ei = k_m \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n$

on détermine Km et n en traçant

Log Ei = f (Log σ_3).

PROCESSUS d'ANALYSE des RELATIONS NON LINEAIRES

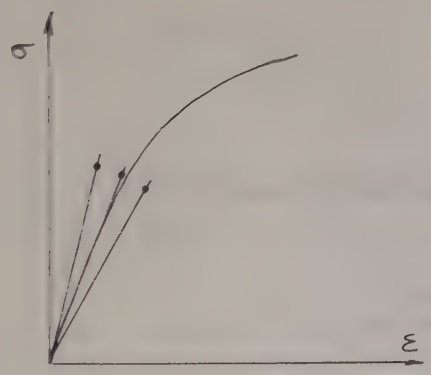
On approxime dans la méthode des éléments finis en assignant à chaque élément différents modules E.

E est choisi pour chaque maille en fonction de son état de contrainte initial. De plus, étant donné que la valeur de E dépend de l'état de contrainte et réciproquement

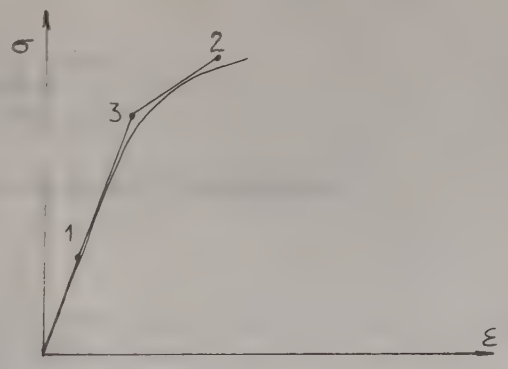
$$\left(E_t = E_{tangent} = \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\varepsilon} \right)$$

on opérera par itérations successives pour obtenir une approximation correcte. Pour cela deux techniques :

1/ Itérations



2/ Incrémentations successives



1 - On prend une valeur de E, on effectue l'analyse et on compare les résultats obtenus avec la relation non linéaire adoptée.

Si les résultats ne sont pas satisfaisants, on recommence en reprenant une nouvelle valeur de E suivant un processus convergent.

2 - On effectue un chargement par étape · on approxime la valeur de E de chaque étape en utilisant l'état de contrainte de la phase précédente.

3 - On peut aussi combiner les deux méthodes en effectuant des itérations à chaque incrémentation. Ceci est d'autant plus valable lorsque l'on risque d'avoir des changements de contrainte importante.

Pour effectuer ces itérations, on doit être capable, comme il a été vu, d'assigner une valeur au module E qui soit définie d'après l'état de contrainte, d'où la notion de module tangent.

Le module tangent est la pente en un point de la courbe contrainte-déformation.

$$E_t = \frac{d(\sigma_1-\sigma_3)}{d\varepsilon} = \frac{a}{(a+b\varepsilon)^2}$$

Pour $\varepsilon = 0$ on retrouve bien évidemment $E_t = \frac{1}{a} = E_i$

$$E_t = \frac{\frac{1}{E_i}}{\left[\frac{1}{E_i} + \frac{R_f.\varepsilon_M}{(\sigma_1-\sigma_3)_{rupt}}\right]^2}$$

ε_M étant la déformation au point M considéré.

Soit :

$$\varepsilon_M = \frac{(\sigma_1-\sigma_3)_M \cdot \frac{1}{E_i}}{1 - R_f \frac{(\sigma_1-\sigma_3)_M}{(\sigma_1-\sigma_3)_{rupt}}}$$

D'où

$$E_t = E_i \cdot \left[1 - R_f \frac{(\sigma_1-\sigma_3)_M}{(\sigma_1-\sigma_3)_{rupt}}\right]^2$$

$\frac{(\sigma_1-\sigma_3)_M}{(\sigma_1-\sigma_3)_{rupt}}$ étant le niveau de contrainte S

D'où l'expression générale de E_t au point M considéré :

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f.(1-\sin\varphi)(\sigma_1-\sigma_3)}{2c.\cos\varphi + 2\sigma_3.\sin\varphi} \right]^2 . K_m . p_a . \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n$$

Dans le cas du déchargement ou du rechargement, on prendra di.ectement

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n$$

Pour savoir, pour un élément donné la valeur du module à employer E_t ou E_{ur}, on imprime à chaque incrément la contrainte maximum qui a existé dans l'élément.

. si $|\sigma_1 - \sigma_3| \leqslant (\sigma_1 - \sigma_3)$ max déchargement : E_{ur}
. si $|\sigma_1 - \sigma_3| \geqslant (\sigma_1 - \sigma_3)$ max chargement : E_t

Les paramètres K_m, K_{ur}, n, c, φ, R_f sont déterminés à partir de l'exploitation des essais triaxiaux.

CONCLUSION

En résumé, pour chaque élément de sol on adoptera une loi de comportement hyperbolique à σ_3 constant, ce qui conduit à une valeur du module d'YOUNG (au sens de l'élasticité) valable que pour un état de contrainte-déformation précis.

De ce fait, on est conduit à adopter une approche itérative du phénomène.

Pratiquement, pour chaque élément et pour former la matrice de rigidité (k) correspondante, on prendra pour module E (intervenant dans la matrice (D) la valeur arbitraire E_t (module tangent) déduite de la loi de comportement choisie pour le sol. Cette valeur sera valable pour l'état de contrainte dans lequel se trouve l'élément.

RELATION CONTRAINTES-DEFORMATIONS

Les relations contraintes-déformations s'écrivent en déformations planes :

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \end{bmatrix} = \frac{E_t}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \end{bmatrix}$$

ν pouvant être déterminé à partir des essais triaxiaux

$$\nu = \frac{\Delta\varepsilon_1 - \Delta\varepsilon_v}{2\Delta\varepsilon_1}$$

ε_1 déformation axiale

ε_v déformation volumique

Cependant, ce schéma (défini en déformations planes) n'a pas semblé correct à l'usage ; WOODMARD a donné une formulation différente pour (D). Elle est fondée sur le fait que les déformations d'un sol sous des pression hydrostatiques sont pratiquement identiques avant et après cisaillement. Cette écriture différencie les actions dues au déviateur de contrainte des actions dues aux pressions hydrostatiques

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} M_B+M_D & M_B-M_D & 0 \\ M_B-M_D & M_B+M_D & 0 \\ 0 & 0 & M_D \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \end{bmatrix}$$

MD est appelé module de déformation

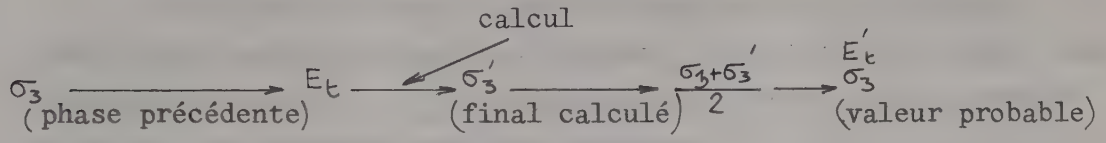
MB est appelé module de chargement

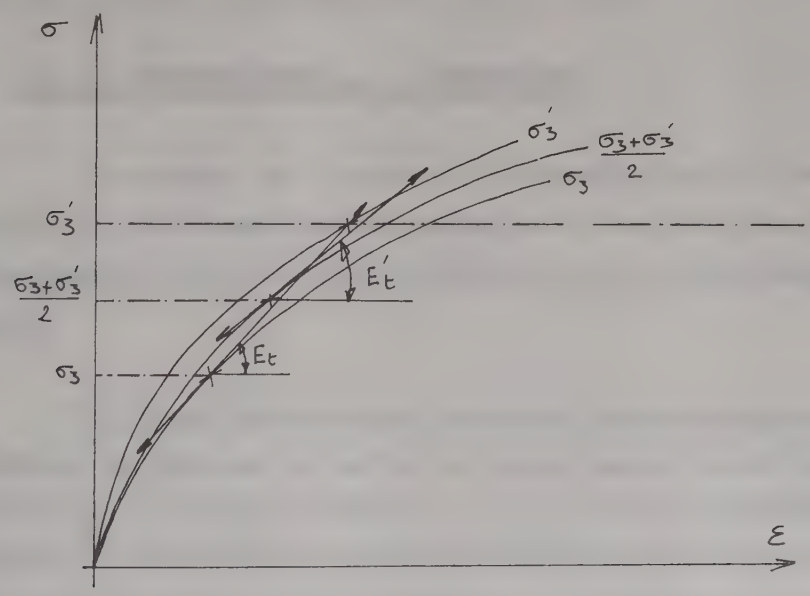
$M_D = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_t}{1+\nu}$ $\quad$ E_t module tangent

$M_B = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_i}{(1+\nu)(1-2\nu)}$ $\quad$ E_i module initial

Quoi qu'il en soit, la matrice (D) dépend de E_t : elle change donc de valeur avec σ_3 . Le champ de contrainte étant une des inconnues, généralement on utilise une méthode incrémentale. on n'applique pas directement le chargement total : pour avoir une bonne approximation, on opère par divers incréments de charges. Ainsi, dès que l'on applique un nouvel incrément, il s'ensuit une variation de σ_3 qui, à son tour, provoque une variation du module alors que le calcul a été fait en utilisant la valeur précédente de E. On voit donc facilement que nous commettons une erreur systématique qui sera d'autant plus grande que l'incrément de charge provoque une forte variation de σ_3 . Donc, plus il y aura d'incréments, plus l'erreur sera faible.

Afin de réduire encore plus ces erreurs systématiques, on utilise des boucles itératives.





COMPORTEMENT aux INTERFACES

Nous avons vu comment il pouvait être procédé pour des milieux linéaires ainsi que des milieux inélastiques. Cependant, cette méthode de calcul n'est valable que pour des milieux continus.

Le but du programme de calcul étant surtout l'étude d'un ouvrage (matériau structurel à la loi de comportement linéaire) sur un sol (matériau à la loi de comportement non linéaire ayant de surcroît un module d'YOUNG très différent de celui du matériau de l'ouvrage), il est donc évident que dans ce cas-là l'hypothèse de continuité des milieux n'est pas du tout réalisé.

Pour tenir compte de cette discontinuité, les lois de comportement aux interfaces (ou éléments joints) doivent donner les déplacements relatifs et les transmissions d'effort pour permettre de relier les différents milieux entre eux.

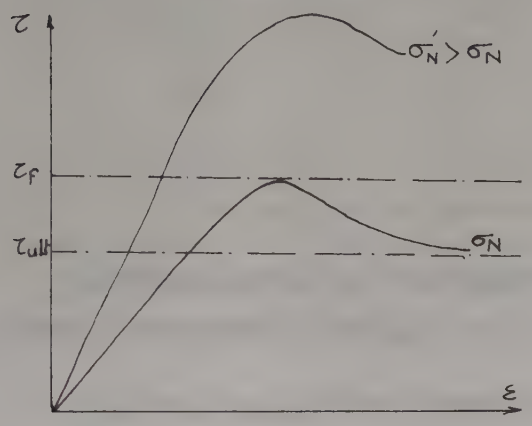
A - LOI de COMPORTEMENT au x INTERFACES

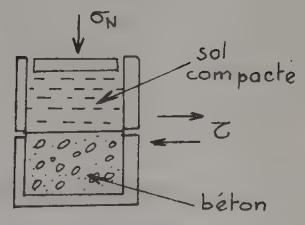
Le propos de l'étude de l'interface est la mesure de l'angle de frottement sur la structure, les relations entre les déplacements relatifs (sol-structure) et le développement du frottement.

La base expérimentale exposée dans un article de WAYNE CLOUGH et DUNCAN est la boîte de cisaillement direct avec à la partie inférieure un morceau de béton et à la partie supérieure le terrain compacté ; l'intervalle entre les deux demi-boîtes étant pris le plus petit possible. Les tests furent interprétés en considérant que le déplacement relatif était uniquement dû au mouvement à l'interface.

Les essais sur béton à 7 jours et 28 jours ont donné des résultats identiques.

L'allure des courbes obtenues est la suivante :





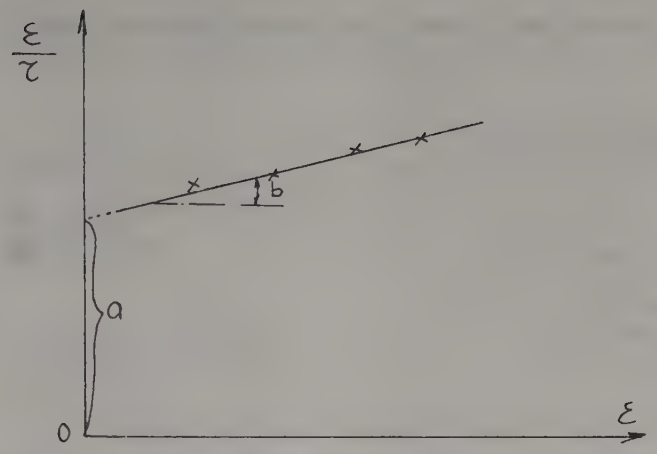
On remarque, tout comme pour le déviateur de contrainte, que la courbe présente un pic avant de tendre vers une valeur asymptotique et que les courbes dépendent de σ_N, contrainte normale à la surface cisaillée.

On voit donc que l'on peut aussi utiliser une loi hyperbolique pour approcher le phénomène.

$$\tau = \frac{\Delta S}{a + b.\Delta S} = \frac{\varepsilon}{a + b.\varepsilon}$$

Pour déterminer les coefficients a et b, il y a deux méthodes :

. Tout d'abord on trace la courbe $\frac{\varepsilon}{\tau} = a + b.\varepsilon$



La détermination se fait alors par lecture sur la courbe, a étant l'ordonnée à l'origine et b la pente de la droite tracée.

. On peut aussi directement écrire :

$$\frac{1}{a} = K_{Si} \quad (Kg.mm^{-3})$$

$$\frac{1}{b} = \frac{\tau_f}{R_f} = \tau_{ult}$$

avec τ ult valeur asymptotique de la courbe

τ_f valeur du cisaillement au pic

R_f coefficient de réduction pris $\simeq 0,85$

(le raisonnement est identique à celui fait pour le déviateur de contrainte).

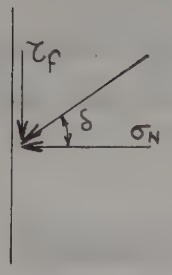
On a de plus, établi une formule empirique de variation de K_{Si} avec σ_N analogue à celle de JAMBU.

$$K_{Si} = K_I . \gamma_w . \left(\frac{\sigma_N}{Pa}\right)^n$$

D'où, en remplaçant dans l'expression de la hyperbolique

$$\tau = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{K_I . \gamma_w . \left(\frac{\sigma_N}{Pa}\right)^n} + \frac{R_f . \varepsilon}{\tau_f}}$$

On peut encore écrire si δ est l'angle de frottement



$$\tau_f = \sigma_N \cdot \operatorname{tg}\delta$$

$$\tau = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{K_I \cdot \gamma_w \cdot \left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)^n} + \frac{R_f \cdot \varepsilon}{\sigma_N \cdot \operatorname{tg}\delta}}$$

En fait, ce qu'il est important de connaître c'est la variation de τ avec ε .

Soit $$\frac{d\tau}{d\varepsilon} = \frac{\frac{1}{K_I \cdot \gamma_w \left(\frac{\sigma_N}{Pa}\right)^n}}{\left[\frac{1}{K_I \cdot \gamma_w \left(\frac{\sigma_N}{Pa}\right)^n} + \frac{R_f \cdot \varepsilon}{\sigma_N \cdot \operatorname{tg}\delta}\right]^2}$$

De plus, on a la relation $\varepsilon = f^{-1}(\tau)$ déduite à partir des formules précédentes ; il vient alors

$$\frac{d\tau}{d\varepsilon} = K_I \cdot \gamma_w \cdot \left(\frac{\sigma_N}{Pa}\right)^n \cdot \frac{1}{\left[1 + \frac{R_f \cdot \tau}{\left(1 - \frac{R_f \cdot \tau}{\sigma_N \cdot \operatorname{tg}\delta}\right) \sigma_N \cdot \operatorname{tg}\delta}\right]^2}$$

$$\frac{d\tau}{d\varepsilon} = K_I \cdot \gamma_w \cdot \left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)^n \cdot \left(1 - \frac{R_f \cdot \tau}{\sigma_N \cdot \operatorname{tg}\delta}\right)^2$$

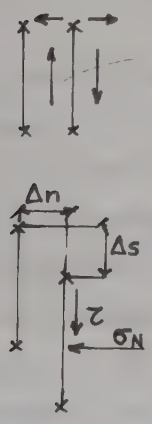
On appelle K_{St} le coefficient de raideur de cisaillement égal à $\frac{d\tau}{d\varepsilon}$.

$$K_{st} = K_I \cdot \gamma_W \cdot \left(\frac{\sigma_N}{pa}\right)^n \quad \left(1 - \frac{Rf.\tau}{\sigma_N \operatorname{tg}\delta}\right)^2$$

Les valeurs des différents paramètres donnés par DUNCAN sont égales pour les argiles : $n = 1$; $K_I = 7{,}5.\ 10^4$; $Rf = 0{,}87$; $\delta = 33°$ (béton rugueux)

B - PROCESSUS D'ANALYSE

Pour tenir compte des actions aux interfaces, on utilise des éléments jouant un rôle de liaison entre les milieux qui ne peuvent être considérés comme soudés.
Les phénomènes d'interfaces étant d'un ordre tout différent des déformations élastiques utilisées dans les éléments de la masse du matériau, il semble évident qu'un type nouveau d'élément devra être élaboré plus adapté à la nature même des phénomènes de glissement et de décollement.
Alors que l'élément courant du maillage n'admet pas de directions privilégiées, il est très prévisible que pour l'élément d'interface il en sera différemment. On est conduit, en effet, à envisager des éléments plans (bidimensionnels) ou unidimensionnels (étude plane) qui traduisent la notion de plan ou ligne de glissement respectivement.
On adaptera des éléments dits joints formés de deux faces pouvant glisser l'une par rapport à l'autre et subir des décollements.
Les contraintes de cisaillement et normale sont reliées aus déplacements relatifs et aux décollements par des relations du type élastique.



$\sigma_N = Kn \cdot \Delta n$ Kn : coefficient de compressibilité

$\tau = Kst \cdot \Delta s$ Kst : coefficient de glissement déduit de l'étude du frottement effectuée précédemment.

CHAPITRE II

DESCRIPTION ET CARACTERISTIQUES DU MODELE ANALOGIQUE

Le modèle, de 2 mètres de longueur et de 1m. de hauteur, est formé d'un empilement de petits rouleaux cylindriques de duralumin de 60 mm. de longueur (épaisseur du modèle) et de 3 mm. et 5 mm. de diamètre qui sont répartis en poids égal. Ce modèle dû à G. SCHNEEBELI (ref 31) réalise une analogie avec un sol pulvérulent homogène bidimensionnel obéissant à la loi de COULOMB. Il permet d'étudier avec précision la cinématique des particules, même pour certains problèmes ayant des conditions aux limites complexes. Précisons enfin, que ce modèle permet l'étude de véritables problèmes à déformations planes et non de problèmes à contraintes planes.

A - CARACTERISTIQUES du MASSIF

I - Les proportions des petits rouleaux en poids sont les suivantes :

23 % circulaires ($\emptyset$ = 3 mm)
44 % circulaires ($\emptyset$ = 5 mm)
11 % matés ($\emptyset$ = 3 mm)
22 % matés ($\emptyset$ = 5 mm)

La présence de rouleaux matés permet d'augmenter suffisamment le nombre d'arrangements géométriques possibles donc de se rapprocher au mieux d'un matériau pulvérulent.

II - La densité du duralumin étant 2,8 ,les poids volumiques extrêmes du massif sont 1,9 t/m^3 et 2,4 t/m^3. Durant tous les essais présentés dans cette étude, le poids volumique γ du massif varie de 2,2 t/m^3 à 2,3 t/m^3.
L'angle de frottement interne $\emptyset$ du massif a été mesuré de différentes manières : pente maximale du talus naturel ($\emptyset$ = 26° à 27°) essais de compression et extension biaxiales effectués par GOURC (réf 15) ($\emptyset_{pic}$ = 26°, $\emptyset_{palier}$ = 23°)
La cohésion de l'empilement des rouleaux est nulle. En grandes déformations correspondant au domaine de plasticité parfaite, les variations de volume sont pratiquement nulles.

III - Mise en place :

La mise en place du massif est effectuée à la main, par petites poignées ou par couches de 5 cm environ, successivement égalisées. Dans la plupart des essais, les rouleaux ont été légèrement compactés, de la même façon d'un essai à l'autre afin d'avoir sensiblement le même coefficient horizontal des terres au repos Ko. Il est à noter que la valeur de Ko, comme l'ont fait remarquer GOURC et PIOLINE (réf 27), est très influencée par le mode de mise en place ; Ko varie en effet de 1 - sin ϕ = 0,56 à 0,7 en général.

B - ESSAIS BIAXIAUX sur PETITS ROULEAUX et DEFINITIONS des CONSTANTES NECESSAIRES au CALCUL par ELEMENTS FINIS POUR TOUS les MATERIAUX D'ESSAIS

I - Massif de petits rouleaux :

Les courbes d'essais biaxiaux (fig II 1, II 2) sur petits rouleaux ont été linéarisés suivant les 2 methodes proposées dans le chapitre I, à savoir la méthode de DUNCAN (ref 12) et la méthode adaptée que l'on pourrait appelée méthode "par point milieu". On remarque immédiatement la bonne coïncidence des courbes expérimentales et des hyperboles "par point milieu". Les caractéristiques régissant l'hyperbole après linéarisation par la 2ème méthode sont les suivantes :

$K = 1000 \quad n = 0,65 \quad R_f = 0,86$

De plus $\gamma = 2,3\ t/m^3 \quad \phi = 26° \quad \nu = 0,56 \quad Ko = 0,56$

II - Les Structures :

Elles sont, dans tous les calculs que nous avons faits sur modèle analogique, considérées comme rigides. Leur loi de comportement est linéaire et nous avons pris les caractéristiques suivantes :

$\gamma = 2,3\ t/m^3 \quad \nu = 0,333 \quad K_o = 0,500$

$E = 1\ 000\ 000\ t/m^3$ qui confèrent au matériau une rigidité importante par rapport aux petits rouleaux.

C - DETERMINATION de la MATRICE LIANT les CONTRAINTES aux DEFORMATIONS DANS un MILIEU BIDIMENSIONNEL

I - Dans le chapitre I, il a été exposé les hypothèses de calcul employées par le programme utilisé.
Cependant, comme nous avons pu le remarquer, les équations régissant les problèmes sont écrites en élasticité à 3 dimensions puis adaptées

mesurées suivant les 2 méthodes proposé
méthode de DUNCAN (ref 12) et la méthod
coïncidence des courbes expérimentales et des hyperboles "par p
Les caractéristiques recherchées l'hyperbole après linéarisation par la mé
méthode sont les suivantes :

K = 1500 n = 0,65 Rf = 0,9

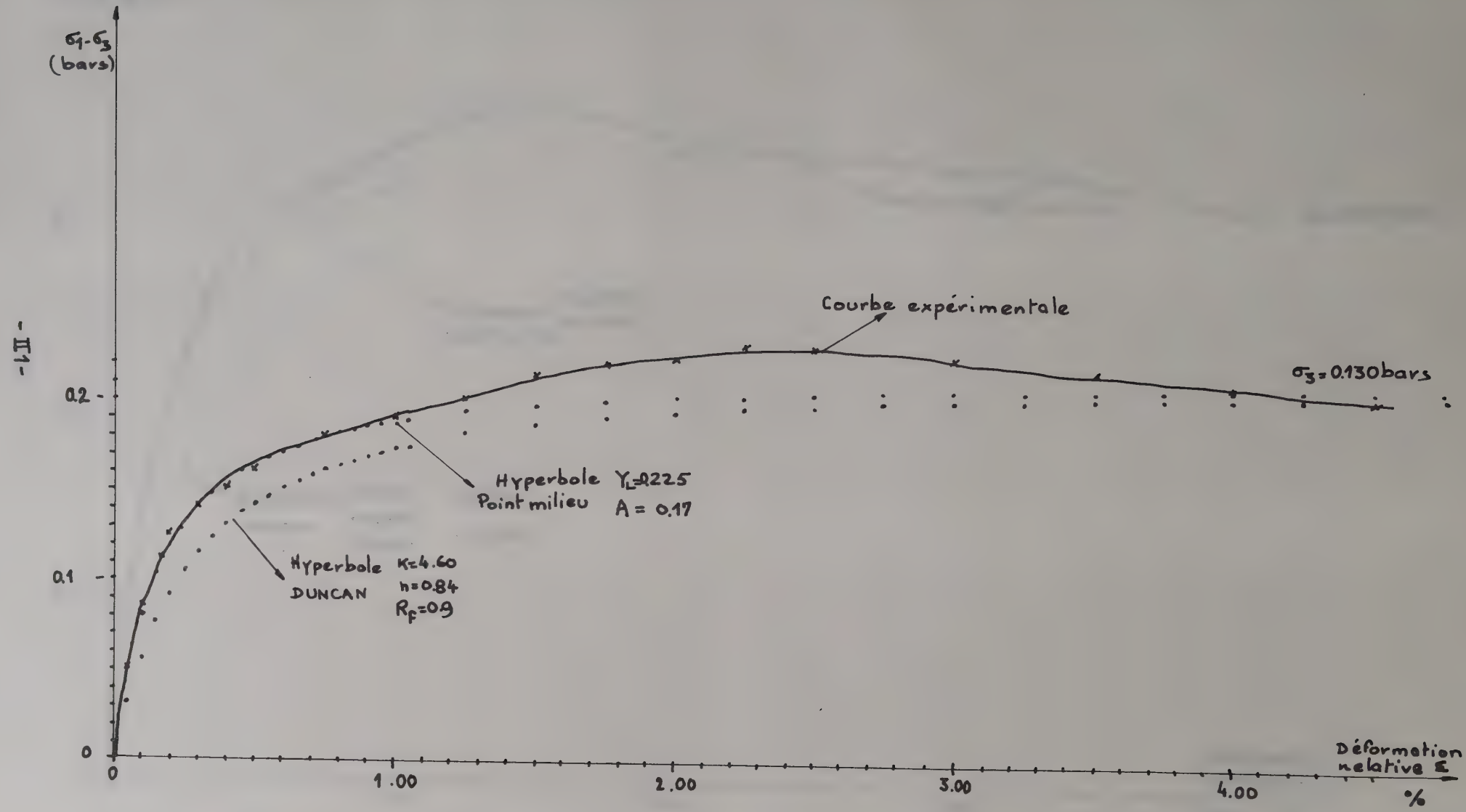
De plus $\gamma = 2,3$ t/m^3 $\phi = 25°$ $\nu = 0,35$ Ko = 0,56

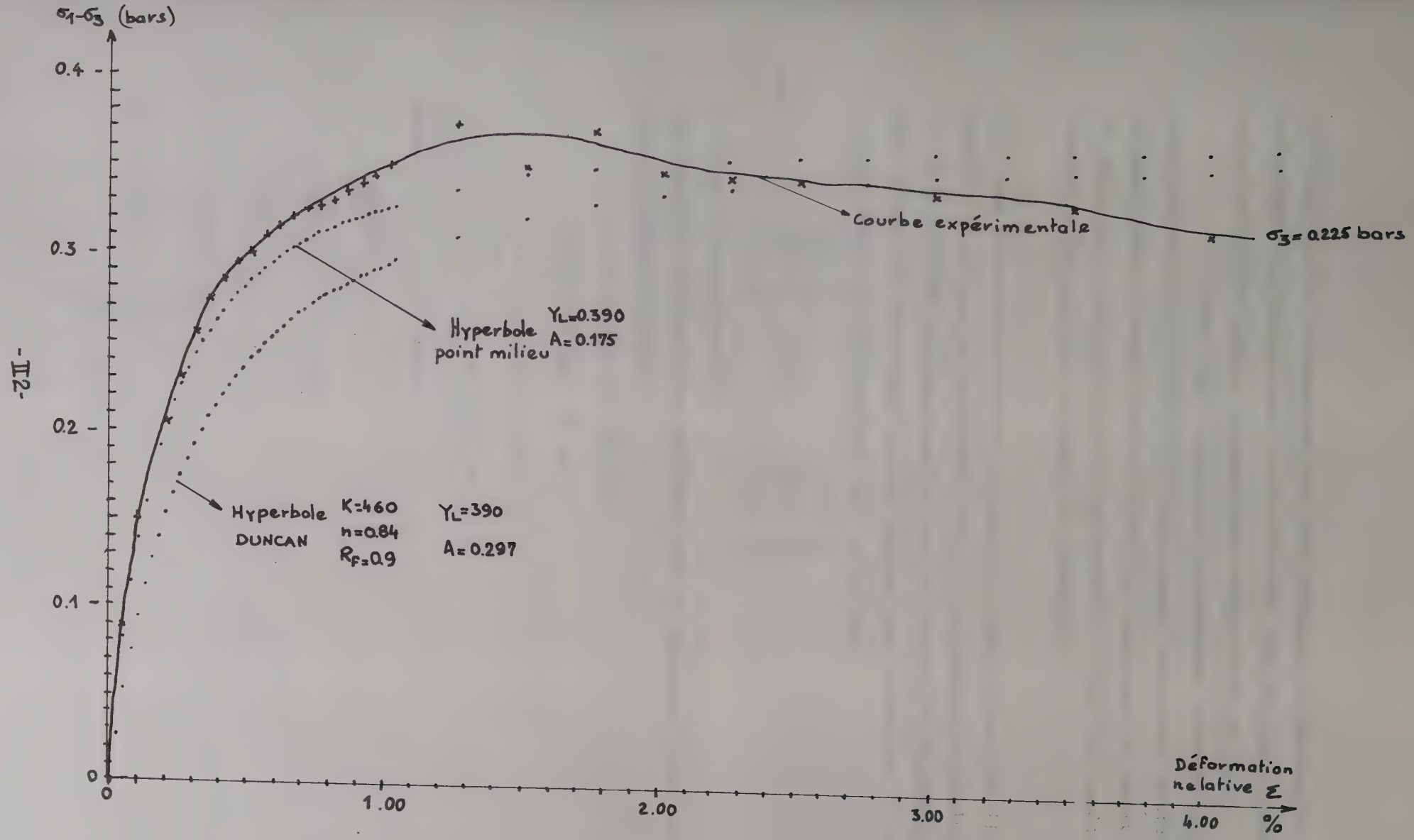
II - Les Structures :

Elles sont, dans tous les calculs que nous avons mené jusqu'ici

et nous avons pris les caractéristiques suivantes :

E = 1 000 000 t/m^2 qui correspondent au module


σ1-σ3 (bars)
0.2
0.1
0
0
1.00
2.00
3.00
4.00
Déformation relative ε %
Courbe expérimentale
σ3 = 0.130 bars
Hyperbole Point milieu
γL=0.225
A = 0.17
Hyperbole DUNCAN
K=4.60
n=0.84
Rf=0.9


σ1-σ3 (bars)
0.4
0.3
0.2
0.1
0
0
1.00
2.00
3.00
4.00
%
Déformation relative ε
Courbe expérimentale
σ3= 0.225 bars
Hyperbole point milieu
YL=0.390
A=0.175
Hyperbole DUNCAN
K=460
n=0.84
RF=0.9
YL=390
A=0.297

à l'élasticité à 2 dimensions pour les problèmes en déformation planes (prisme infiniment long chargé dans le plan d'une de ses sections transversales), ou en contraintes planes (plaque mince chargée dans son plan).

Or comme nous l'avons dit précédemment le modèle analogique constitué de petits rouleaux est spécialement conçu pour simuler les problèmes bidimensionnels. Compte tenu de toutes ces remarques, il serait légitime de penser que l'utilisation de ce programme de calcul est inadaptée à la simulation d'essais sur le modèle de SCHNEEBELI.

II - Nous allons donc montrer que grâce à l'emploi d'un code il nous a été possible d'utiliser le programme. Nous nous proposons de recalculer la matrice (C) en élasticité bidimensionnelle puis en élasticité tridimensionnelle dans le cas des contraintes planes, sachant que la matrice (C) est la matrice faisant passer des déformations aux contraintes.

$$\begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{12} \end{pmatrix} = (C) \begin{pmatrix} e_{11} \\ e_{22} \\ 2e_{12} \end{pmatrix}$$

1) Etude bidimensionnelle

Les équations fondamentales exposées dans le chapitre I nous donnent en élasticité bidimensionnelle :

$$e_{11} = 1/E \quad \sigma_{11} - \frac{\nu}{E} \quad \sigma_{22}$$

$$e_{22} = \frac{1}{E} \quad \sigma_{22} - \frac{\nu}{E} \quad \sigma_{11}$$

$$e_{12} = e_{21} = \frac{1 + \nu}{E} \sigma_{12}$$

D'où $\sigma_{21} = \sigma_{21} = \sigma_{12} = \frac{E}{1 + \nu} \quad e_{21}$

Posons $\gamma_{12} = 2e_{12}$ il vient

$$\sigma_{12} = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad \gamma_{12}$$

$$\sigma_{11} = \frac{E}{1 - \nu^2} \quad (e_{11} + \nu e_{22})$$

$$\sigma_{22} = \frac{E}{1 - \nu^2} \quad (e_{22} + \nu e_{11})$$

D'où la matrice (C)

$$(C) = \frac{E}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix}$$

2) Elasticité tridimensionnelle - Contraintes planes.
Les équations fondamentales s'écrivent dans ce cas :

$$e_{11} = 1/E\ \sigma_{11} - \frac{\nu}{E}\ \sigma_{22}$$

$$e_{22} = 1/E\ \sigma_{22} - \frac{\nu}{E}\ \sigma_{11}$$

$$e_{12} = e_{21} = \frac{1+\nu}{E}\ \sigma_{12}$$

$$e_{33} = \frac{1-\nu}{E}\ (\sigma_{11} + \sigma_{22})$$

$$e_{13} = e_{23} = 0$$

D'où

$$(C) = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix}$$

3) On a donc égalité des 2 matrices (C) obtenues dans chacun des 2 cas. Il faut cependant remarquer que dans le 1er cas, ν le coefficient de Poisson varie de 0 à 1 suivant la compressibilité du matériau considéré ; par contre, dans le 2è cas, ν varie de 0 à 0,5.

III - De ces remarques, il résulte que l'on pourra simuler les essais par le programme que l'on a à notre disposition en utilisant pour matrice (C), la matrice (C) de l'élasticité tridimensionnelle dans le cas des contraintes planes, ν variant de 0 à 1.

CHAPITRE III

MUR VERTICAL SOUMIS A UNE FORCE HORIZONTALE EN TETE DANS UN MILIEU PULVERULENT (MODELE ANALOGIQUE DE SCHNEEBELI).

A - DESCRIPTION des ESSAIS

Les essais décrits ci-après ont été réalisés par JOSSINET (ref 20) à l'institut de Mécanique des Sols de Grenoble.

I - Mur et procédés de mesure :

1) Mesures des contraintes

Le mur est constitué d'éléments de mesure semblables à ceux utilisés par BOUCRAUT (réf 7) et CAPELLE (réf 8) les éléments étaient alors équipés de dynamomètres à friction pour mesurer les contraintes normales et tangentielles sur le mur. Ce système un peu précaire a été remplacé par un système de mesures par jauges de contraintes réalisé par PIOLINE (ref 27) donnant des résultats plus précis et plus fidèles.

Le mur supporte 16 éléments de mesure identiques comportant chacun 2 jauges en série pour la contrainte normale et 2 autres pour la contrainte tangentielle. Les valeurs enregistrées correspondent donc à des valeurs moyennes sur une surface de 24 cm^2 (4 x 6 cm^2) appliquées au milieu de l'élément.

Pour l'étalonnage des efforts normaux, le mur est placé horizontalement et l'on fait varier la hauteur du massif des rouleaux situé au dessus des éléments.

2) Mesures des déplacements et des rotations du mur.

Les rotations sont mesurées à l'aide de 2 comparateurs en position horizontale appuyant sur une surface initialement verticale solidaire du mur. Un troisième comparateur est nécessaire pour déterminer la position exacte du mur à un niveau de chargement donné. La position du mur est ainsi totalement définie. Par un calcul géométrique, le centre instantané de rotation (C.I.R) est considéré comme le point d'intersection de deux droites représentant les positions du mur pour deux étapes consécutives de la rotation.

3) Détermination des déplacements au sein du massif.

Les déplacements au sein du massif sont plus délicats à mesurer. Il a été utilisé un procédé photographique qui consiste à tracer un quadrillage au stylo feutre sur le massif au repos (photo III P1). Les lignes sont espacées de 10 cm. A l'aide d'un appareil fixe, il est possible de photographier le massif à chaque degré de chargement (photo III P2).

Pour ne pas ajouter une erreur aux incertitudes existantes, le maillage déformé est tracé directement sous l'agrandisseur (pour éviter les déformations du papier lors du séchage) cette méthode cependant ne donne qu'une information qualitative pour de petites rotations du mur. Pour les grandes déformations par contre, elle permet de visualiser le schéma de rupture du massif.

II - Déroulement des essais :

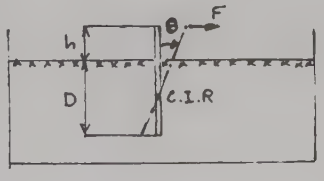
1) Description des essais

Pour chaque essai, le mur est suspendu verticalement à une hauteur de 15 cm du fond de la cuve à essais, ensuite, les rouleaux sont placés par couches successives de 5 cm d'épaisseur environ, égalisées au fur et à mesure(léger compactage),la fixation tenant le mur vertical est alors enlevée. Puis grâce à un vérin mécanique, on fait subir au mur un déplacement horizontal en un point situé à une distance h de la surface libre du massif. Le vérin est fixé au cadre du bâti et supporte un anneau de traction qui est lui-même relié au mur par une tige articulée sur le mur. On impose donc, un déplacement horizontal au point d'ancrage. Il se produit en réalité un très léger déplacement vertical de ce point du mur, du fait de la flexibilité du montage.

Pour chaque déplacement horizontal, on lit la force F appliquée, on enregistre les variations des comparateurs permettant d'avoir la rotation θ du mur et la position du centre instantané de rotation. Les valeurs relevées au potentiomètre relié aux jauges de contraintes donnent les valeurs des contraintes en chaque élément.

Jossinet a réalisé une série d'essais en faisant varier les paramètres géométriques suivants :

D =	0,65	0,55	0,45 m
h =	0,40	0,50	0,60 m



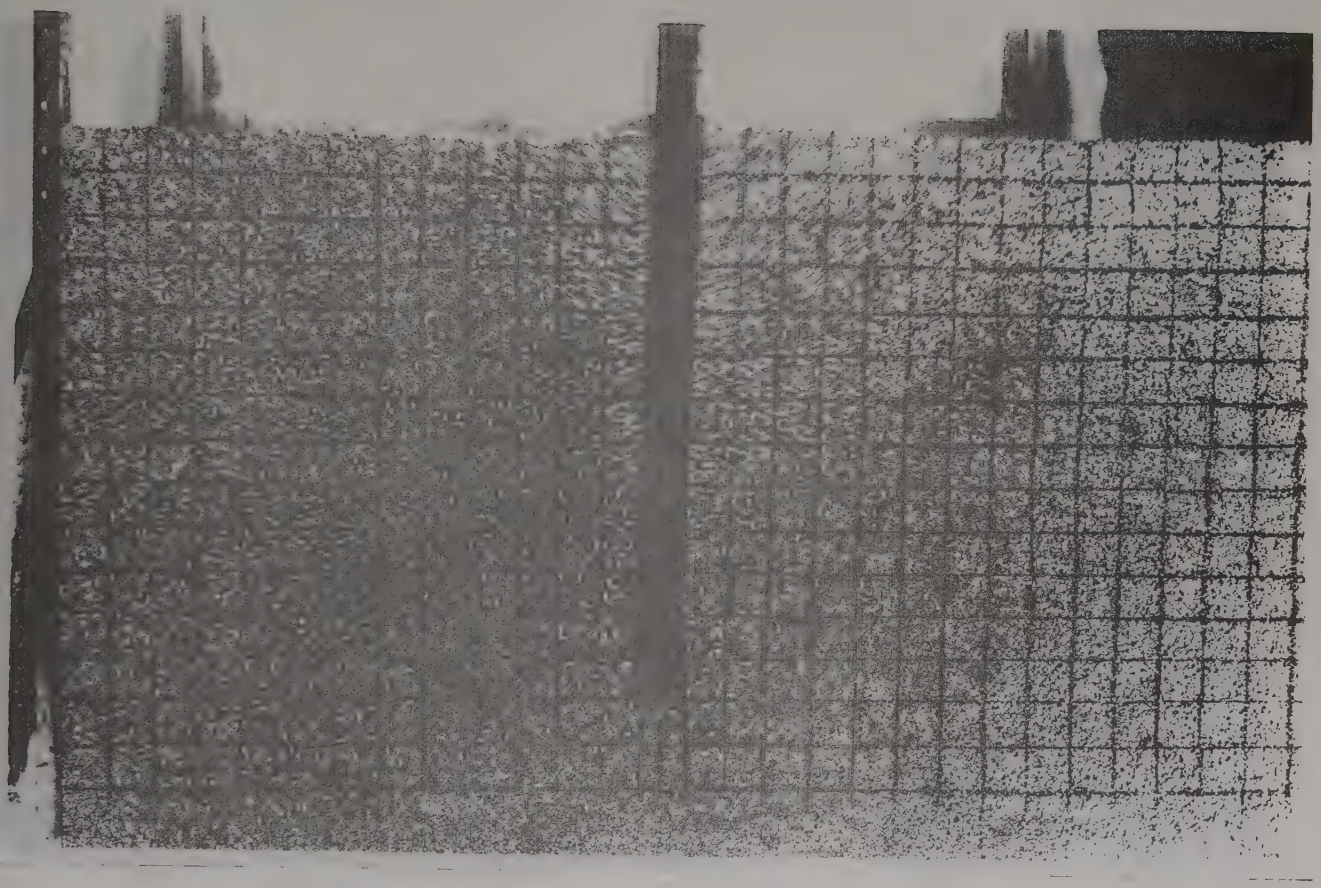


Photo III P1

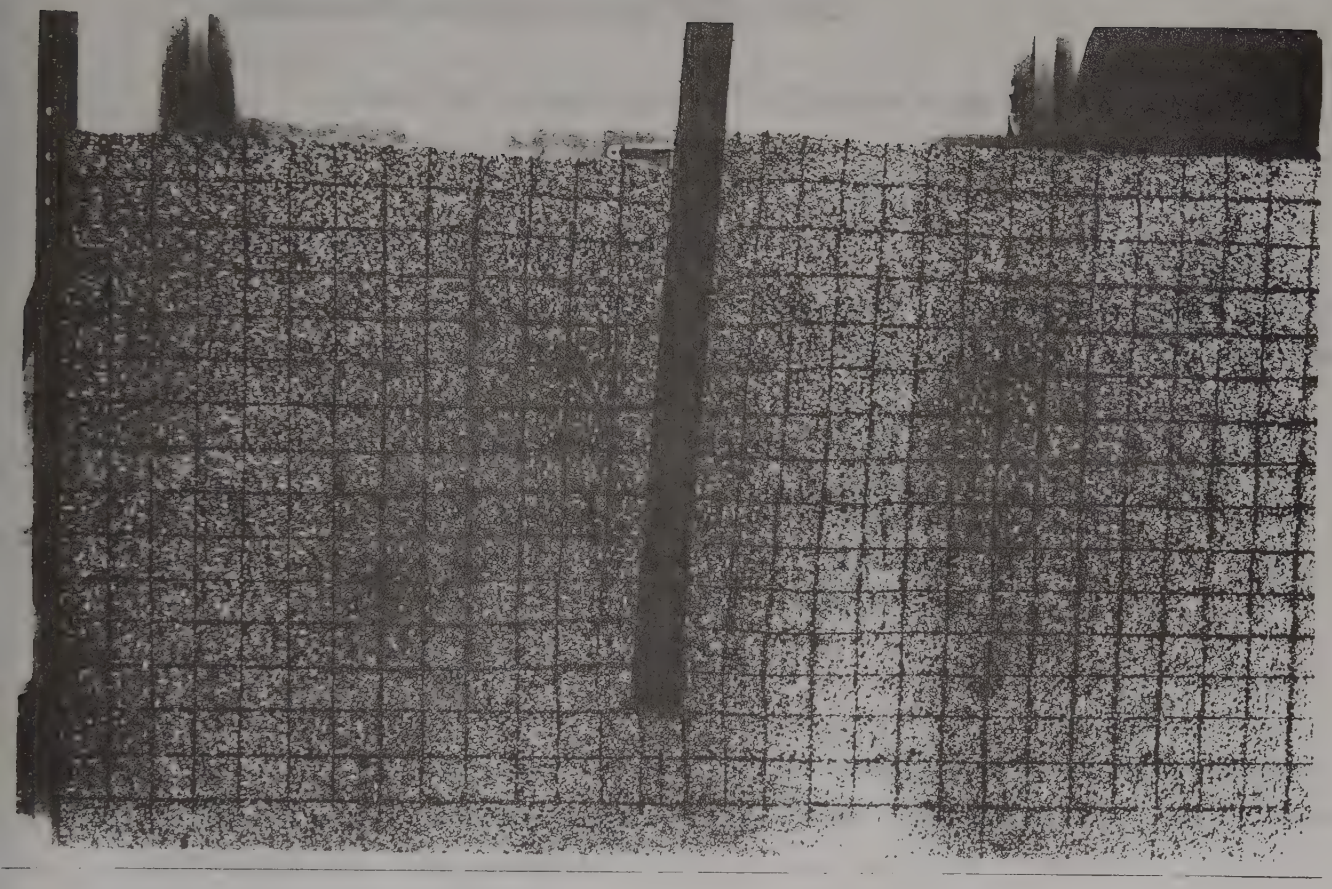


Photo III P2

2) Mise en place du massif

Dans la plupart des essais, les rouleaux sont placés par couches de 5 cm environ, successivement égalisées. JOSSINET a réalisé aussi des essais sur rouleaux "non compactés", en posant les rouleaux très délicatement et des essais sur rouleaux vibrés. Les différentes propriétés observées sur l'influence du compactage des rouleaux sont longuement exposées chez GOURC (ref 15)

B - DETAILS des CALCULS PAR ELEMENTS FINIS

Tous les calculs ont été effectués à partir des hypothèses mathématiques énoncées dans le chapitre I

I - Caractéristiques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés sont, pour tous les calculs effectués à partir d'essais sur modèle analogique, celles exposées dans le chapitre II.
Cependant, nous en ferons un bref rappel.

1) Massif de petits rouleaux

$C = 0\ t/m^2$ $\quad n = 0,65$ $\quad \nu = 0,56$

$\phi = 26°$ $\quad R_f = 0,86$ $\quad K_o = 0,56$

$\gamma = 2,3\ t/m^3$ $\quad K = 1000$

2) Ecran

a) Pour la partie de l'écran située au dessous de la surface libre des petits rouleaux, nous avons choisi un matériau dont les caractéristiques sont les suivantes :

$\gamma = 2,3\ t/m^3$

$E = 1\ 000\ 000\ t/m^2$

$\nu = 0,333 ; K_o = 0,5$

f : angle de frottement écran-rouleaux : 17°

Il faut remarquer que la masse volumique du massif est identique à celle de la partie de l'écran situé au dessous de la surface libre du massif : ceci a été réalisé afin d'éviter d'introduire lors de l'initialisation par le programme des phénomènes de tassements différentiels de l'écran par rapport au massif qui modifieraient la répartition initiale des contraintes

$\sigma_y = \gamma.y$ $\quad \sigma x = K_o.\ \gamma.z$ le long de l'écran.

b) Pour la partie de l'écran située au dessus de la surface libre du massif, nous avons conservé les mêmes valeurs pour les caractéristiques E, ν, K_o, f qui partiellement traduisent la rigidité de l'écran et nous avons annulé sa masse volumique γ pour les raisons indiquées dans le paragraphe précédent .

II - Différents types de calculs :

Dans tous les calculs, la force est appliquée en tête de l'écran (ou à $\frac{D}{3}$ à partir du pied de l'écran) par différents incréments successifs. De plus, de chaque côté de l'écran nous avons placé des éléments unidimensionnels permettant le glissement écran-massif. Leurs caractéristiques (cf.chapitre I) sont les suivantes

$$f = 17° \quad K_I = 10\ 000$$

1) Calcul I A partir du maillage I (fig III 1) nous avons simulé l'essai effectué par JOSSINET (écran vertical avec force horizontale en tête) en prenant les conditions aux limites suivantes.

a) Sur les 2 verticales extrêmes du maillage I, les noeuds sont libres de se déplacer verticalement ; ils sont fixés horizontalement.

b) Sur l'horizontale du fond du cadre, les noeuds sont fixés verticalement. Ils sont libres de se déplacer horizontalement.

2) Calcul II A partir du maillage I (fig III 1) il a été effectué les mêmes incréments de charge que dans le calcul I, mais les conditions aux limites sur l'horizontale du fond du cadre ont été modifiées : les noeuds sont fixés horizontalement et verticalement. On pourra noter sur les différentes courbes de ce chapitre l'influence des conditions aux limites sur les résultats observés.

3) Calcul III Le maillage II (fig III 2) a été utilisé. Le déroulement du calcul ainsi que les conditions aux limites sont les mêmes que pour le calcul II. On pourra mettre en évidence sur les différentes courbes tracées l'influence de la forme du maillage sur un type de calcul fixé.

4) Calcul IV A partir du maillage II (fig III 2) nous avons cherché à étudier l'influence de la position du point d'application de la force F (non plus situé en tête de l'écran mais placé à environ D/3 à partir du pied de l'écran), sur la rotation de l'écran. Les conditions aux limites dans ce type de calcul sont les mêmes que celles utilisées dans les calculs

II et III les courbes relatives à ce calcul IV seront disposées en annexe de ce chapitre III.

5) Une dizaine de calculs ont été faits, en essayant de simuler tous les essais effectués par JOSSINET .3 séries de calculs ont été réalisées avec chaque type de calculs I, II et III en faisant varier les hauteurs h, et D

D = 0,65 0,55 0,45 m

h = 0,40 0,50 0,60 m

C - COMPARAISON des RESULTATS EXPERIMENTAUX et des RESULTATS OBTENUS par les CALCULS par ELEMENTS FINIS

Dans tous les calculs faits, il est pris comme hypothèse que les contraintes initiales horizontales et verticales sont des contraintes principales sur les écrans.Ceci en réalité, n'est pas le cas dans la pratique. On observe une décroissance de la déclivité δ des contraintes sur l'écran, suivant la profondeur (20° dans les couches supérieures, 6° dans les courbes inférieures).

I - Courbes de chargement F = F (θ) :

Sur les figures III 3 , III 6, III 16, III 25, nous avons représenté les courbes de chargement obtenues par l'expérience et par les 3 premiers calculs. Notons, que le calcul I suit de plus près l'expérience.
Bien que se situant toujours au dessus de ces dernières la comparaison reste bonne.

II - Courbes d'évolution du CIR. (fig III 7, III 17, III 26).

La comparaison des courbes $\frac{X}{D}$ (θ) obtenues par le calcul et l'expérience montre que le CIR déduit des différents calculs se situe toujours plus bas que le CIR expérimental, il est à noter que les courbes ont été tracées jusqu'à des rotations importantes de l'écran (θ de l'ordre de 3°) et que la comparaison reste satisfaisante.

III - Comparaison de la répartitions des contraintes :

L'évolution de la répartition des contraintes normales obtenues par les calculs I et II sont rapportées sur les figures III 9, 19, 28, 10, 20, 29. L'allure générale de la répartition et son évolution semblent en accord avec les résultats expérimentaux (III 8, III 18, III 27).

Nous pouvons suivre pour chaque incrément de force la comparaison des courbes expérimentales et calculées par le calcul I.

a) Dans la zone supérieure du massif, pour une charge assez élevée les contraintes normales σx sont souvent supérieures à celles calculées.

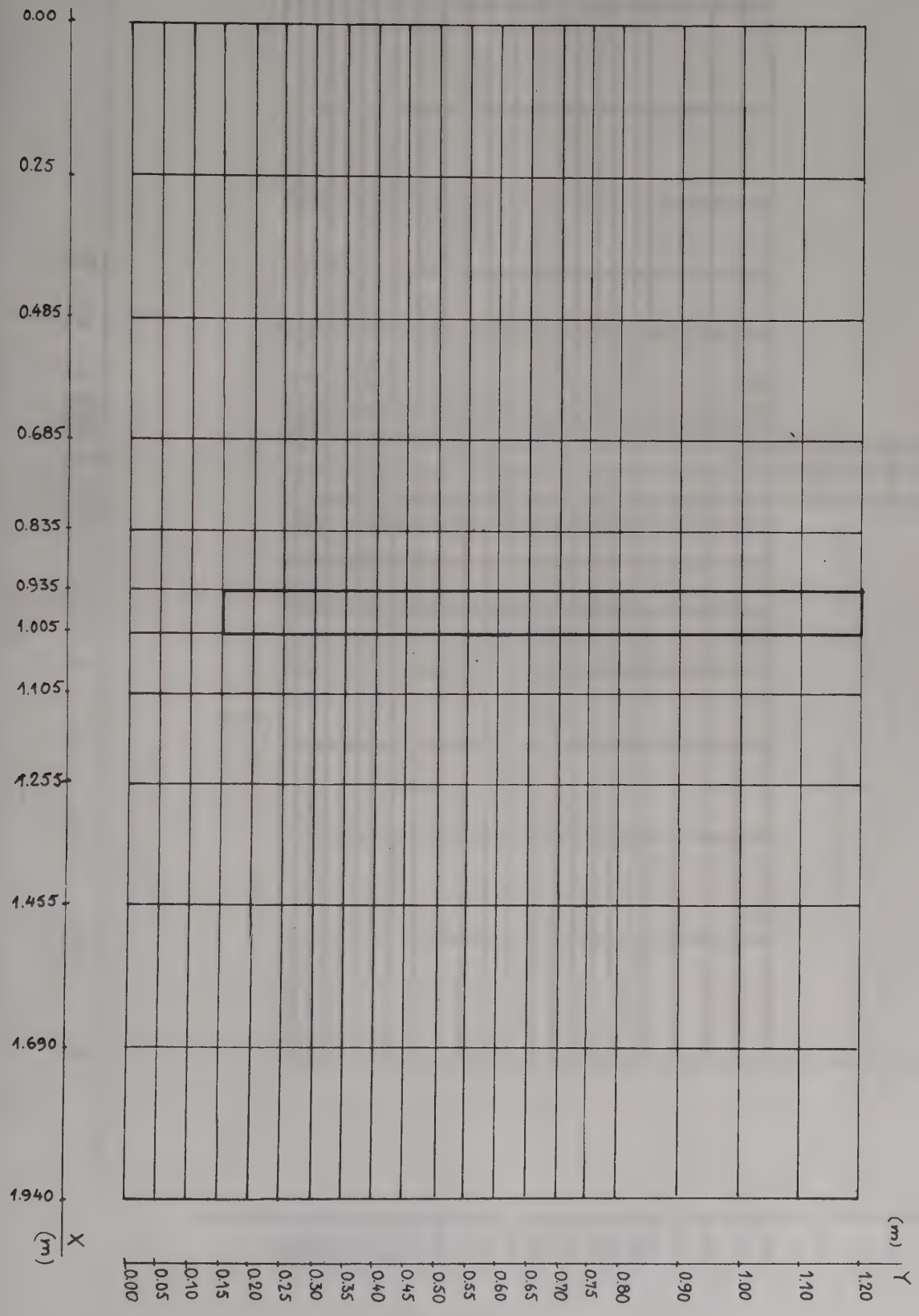
b) Dans la zone inférieure du massif le calcul donne des contraintes normales σx d'un côté, très inférieures à l'expérience, et de l'autre inférieures à la butée.

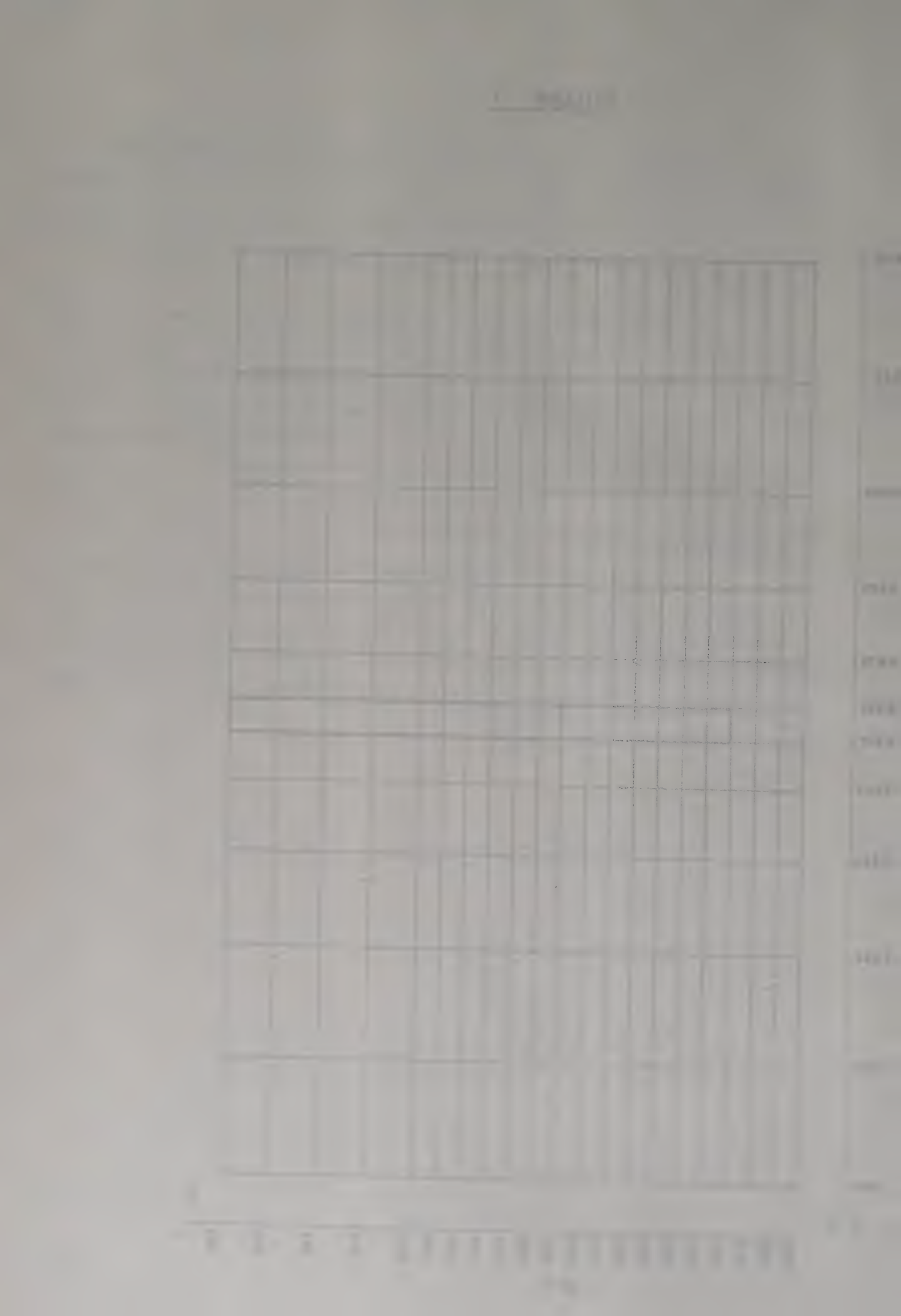
Ceci pourrait provenir de la proximité du fond du cadre. En effet il était pensable que la minoration des contraintes dans cette zone devrait provenir des conditions limites choisies. Les noeuds dans le calcul I étant libres de se déplacer horizontalement dans le fond du cadre, la réalité n'est pas transcrite exactement. Or le calcul II où cette fois les noeuds sont fixés dans les 2 directions montrent aussi cette "anomalie".

IV - Déplacements des points du massif :

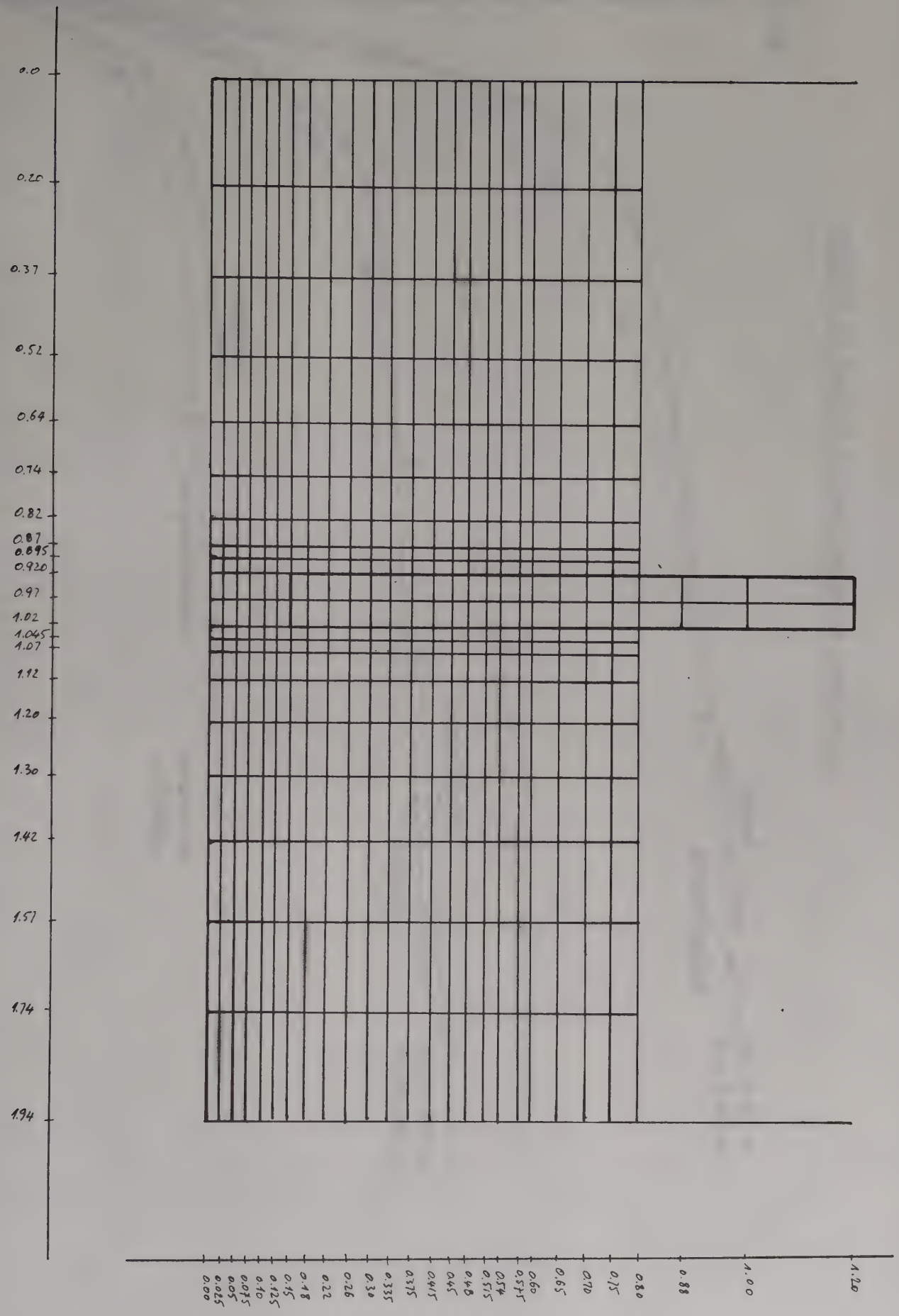
Pour D = 0,80 m et pour la force F maximale F = 12,42 Kgf nous avons tracé les déplacements totaux déduits du calcul I (fig III 4, III 5). On remarque que l'on a 2 zones de grandes déformations devant et derrière l'écran, qu'il y a formation d'une dépression derrière le mur et qu'en profondeur, il y a mouvement de rotation généralisé de l'avant vers l'arrière de l'écran.

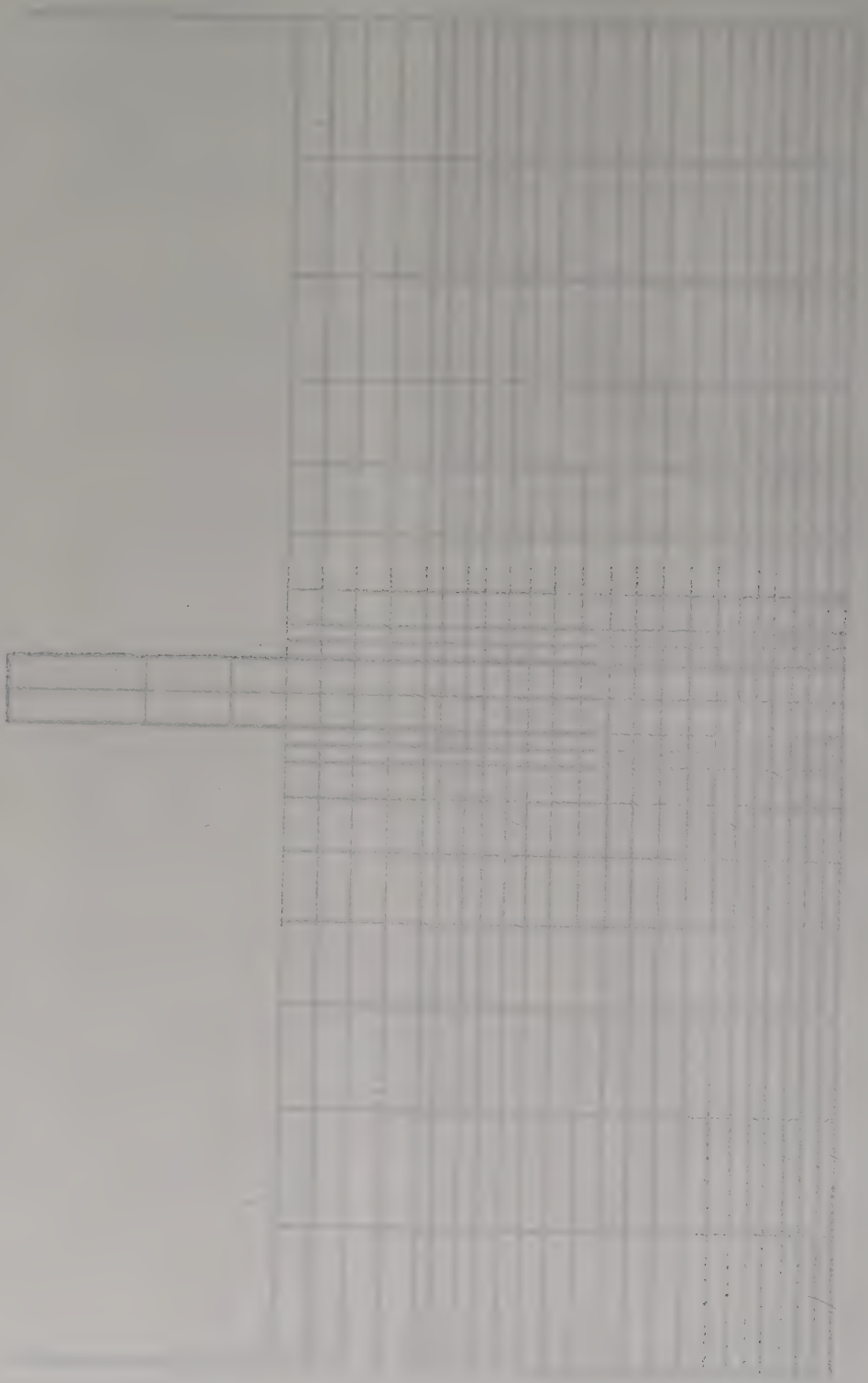
MAILLAGE I


0.00
0.25
0.485
0.685
0.835
0.935
1.005
1.105
1.255
1.455
1.690
1.940
X (m)
0.00
0.05
0.10
0.15
0.20
0.25
0.30
0.35
0.40
0.45
0.50
0.55
0.60
0.65
0.70
0.75
0.80
0.90
1.00
1.10
1.20
Y (m)

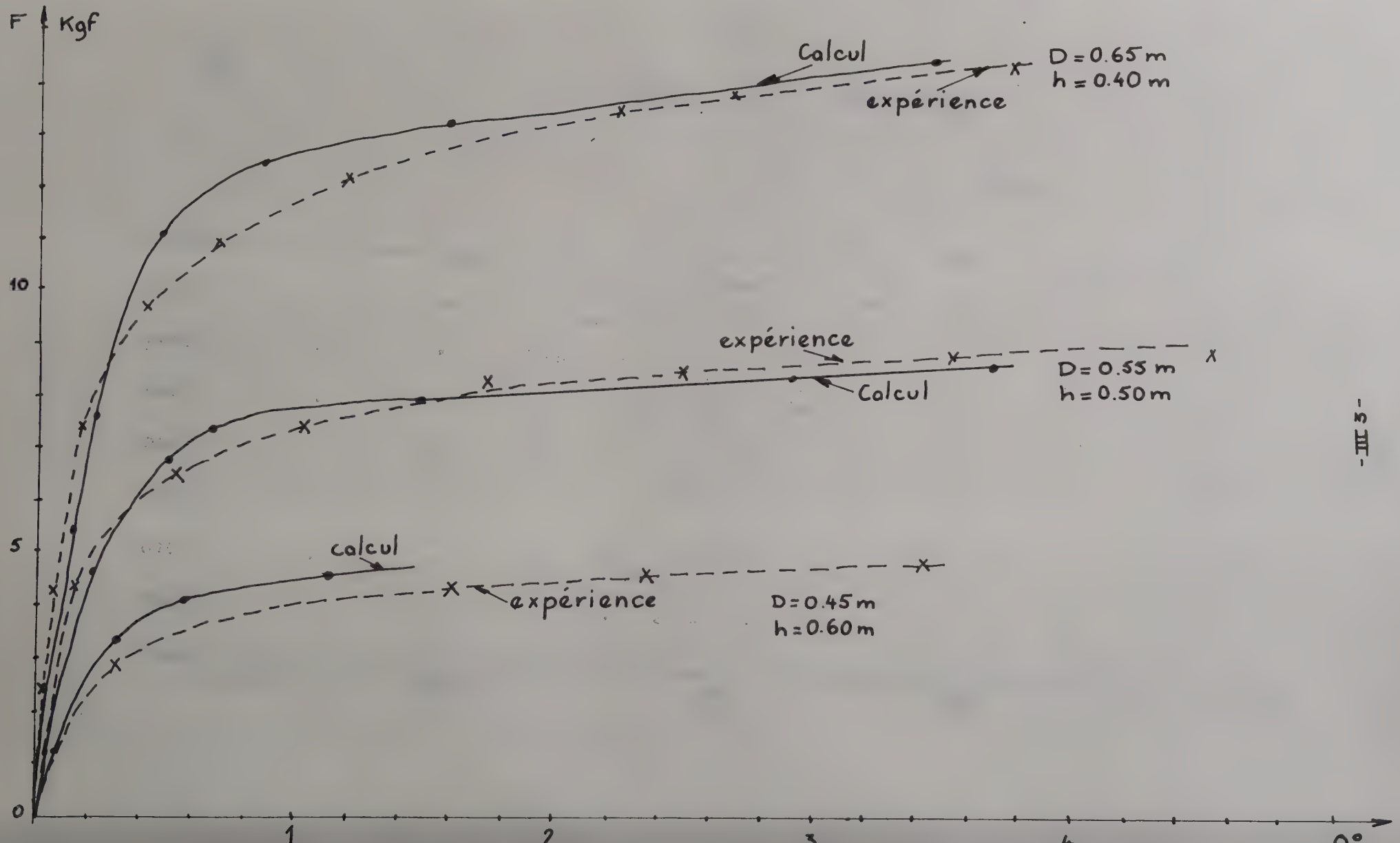


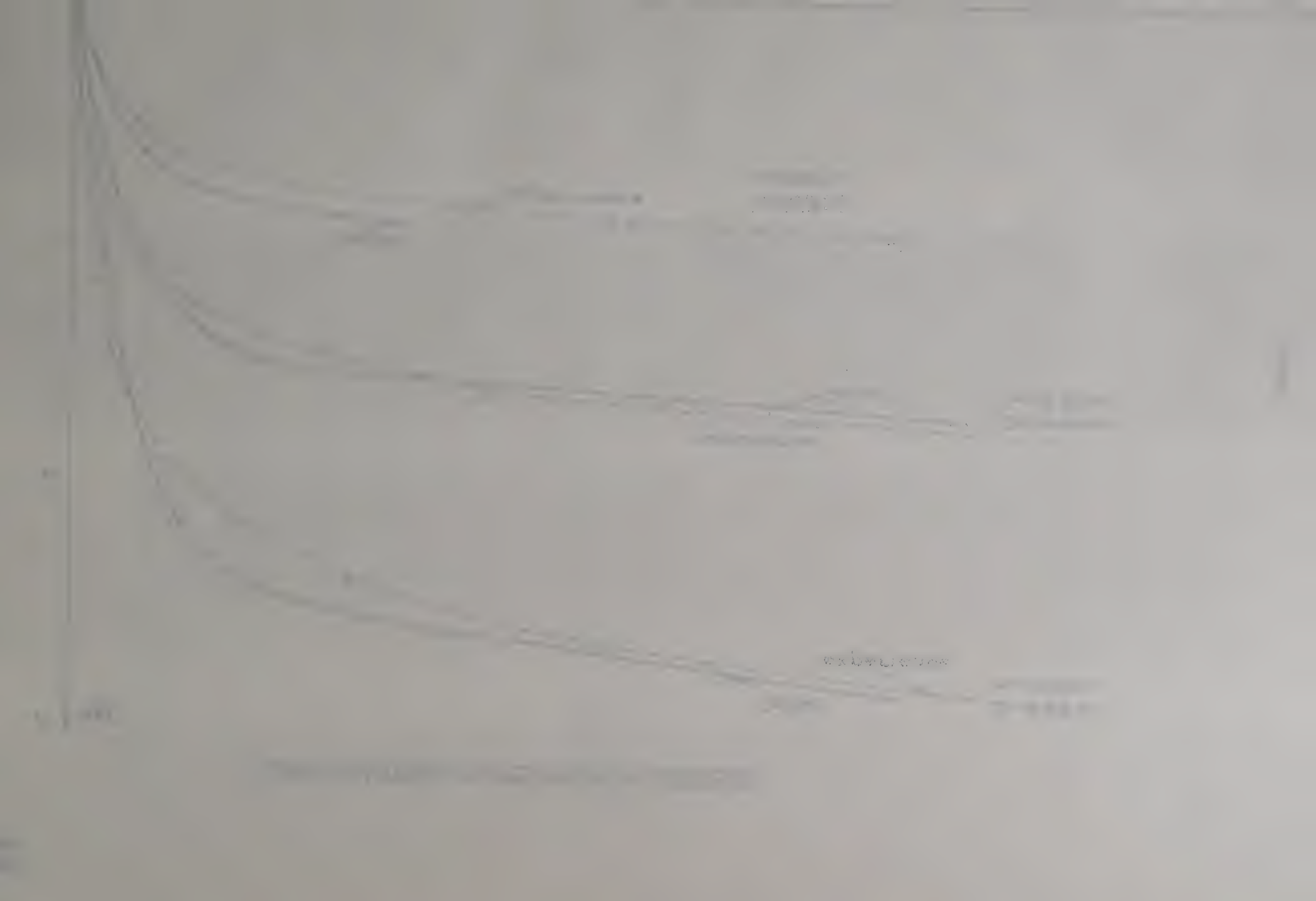
MAILLAGE II


0.0
0.20
0.37
0.52
0.64
0.74
0.82
0.87
0.895
0.920
0.97
1.02
1.045
1.07
1.12
1.20
1.30
1.42
1.57
1.74
1.94
0.00
0.025
0.05
0.075
0.10
0.125
0.15
0.18
0.22
0.26
0.30
0.335
0.375
0.415
0.45
0.48
0.515
0.54
0.575
0.60
0.65
0.70
0.75
0.80
0.88
1.00
1.20



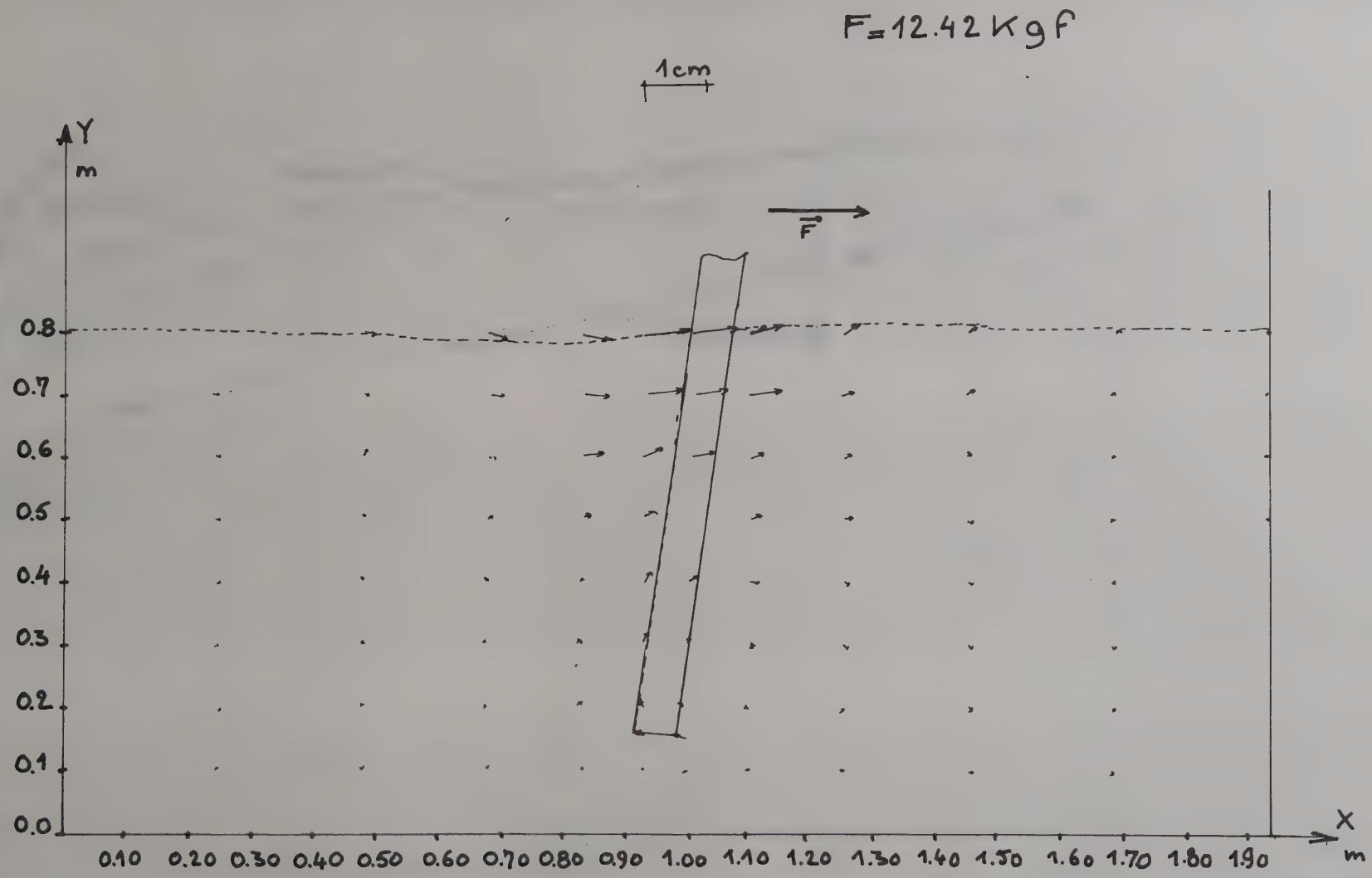
ETUDE DE LA FORCE F EN FONCTION DE LA ROTATION θ°



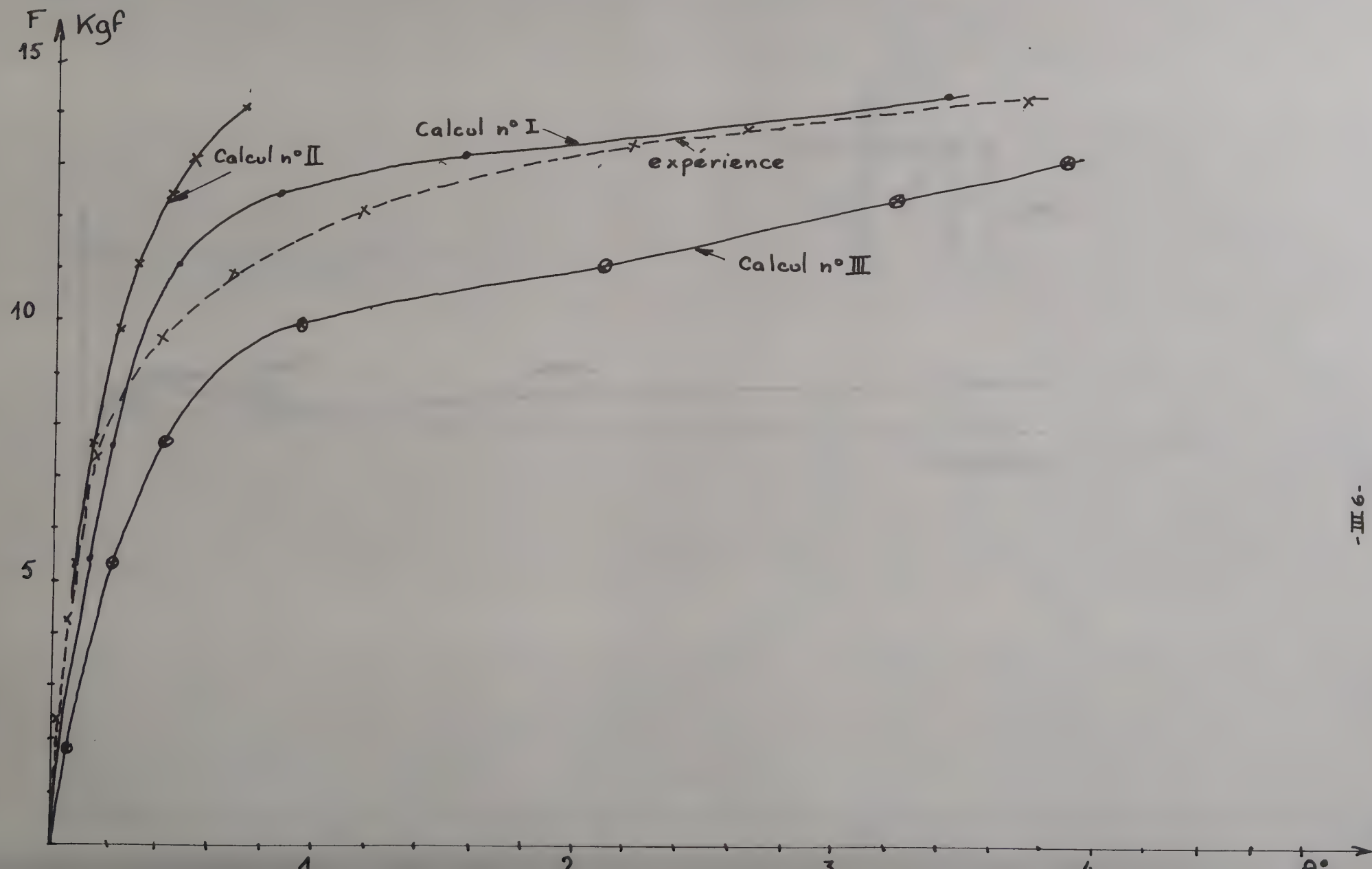


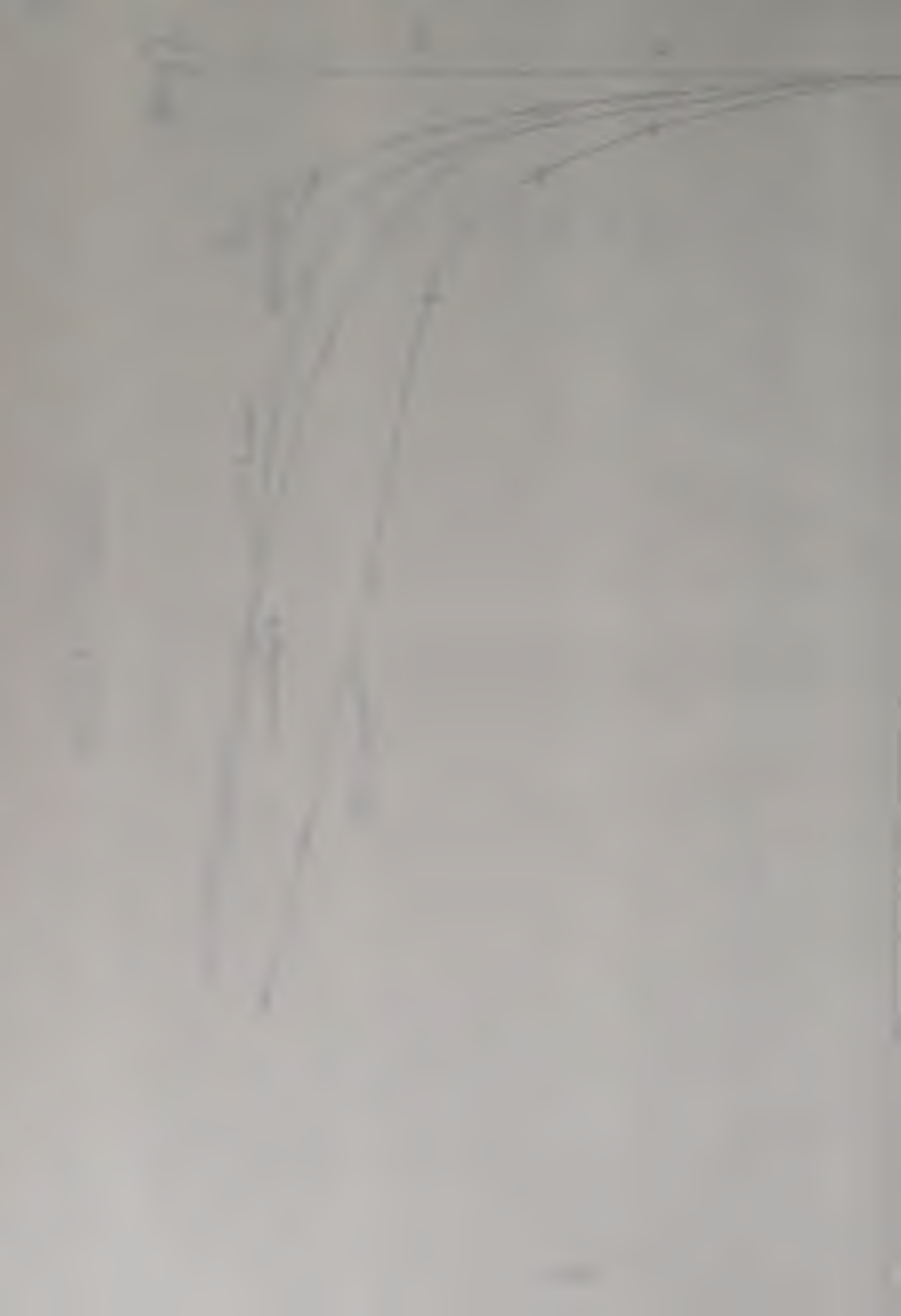
DEPLACEMENTS DANS LE MASSIF

DEPLACEMENTS DANS LE MASSIF

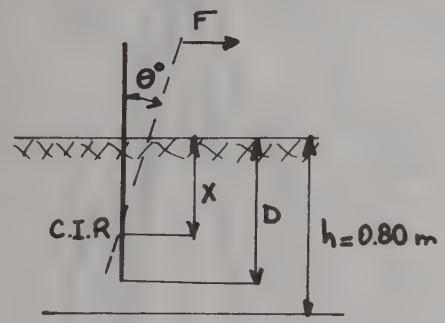


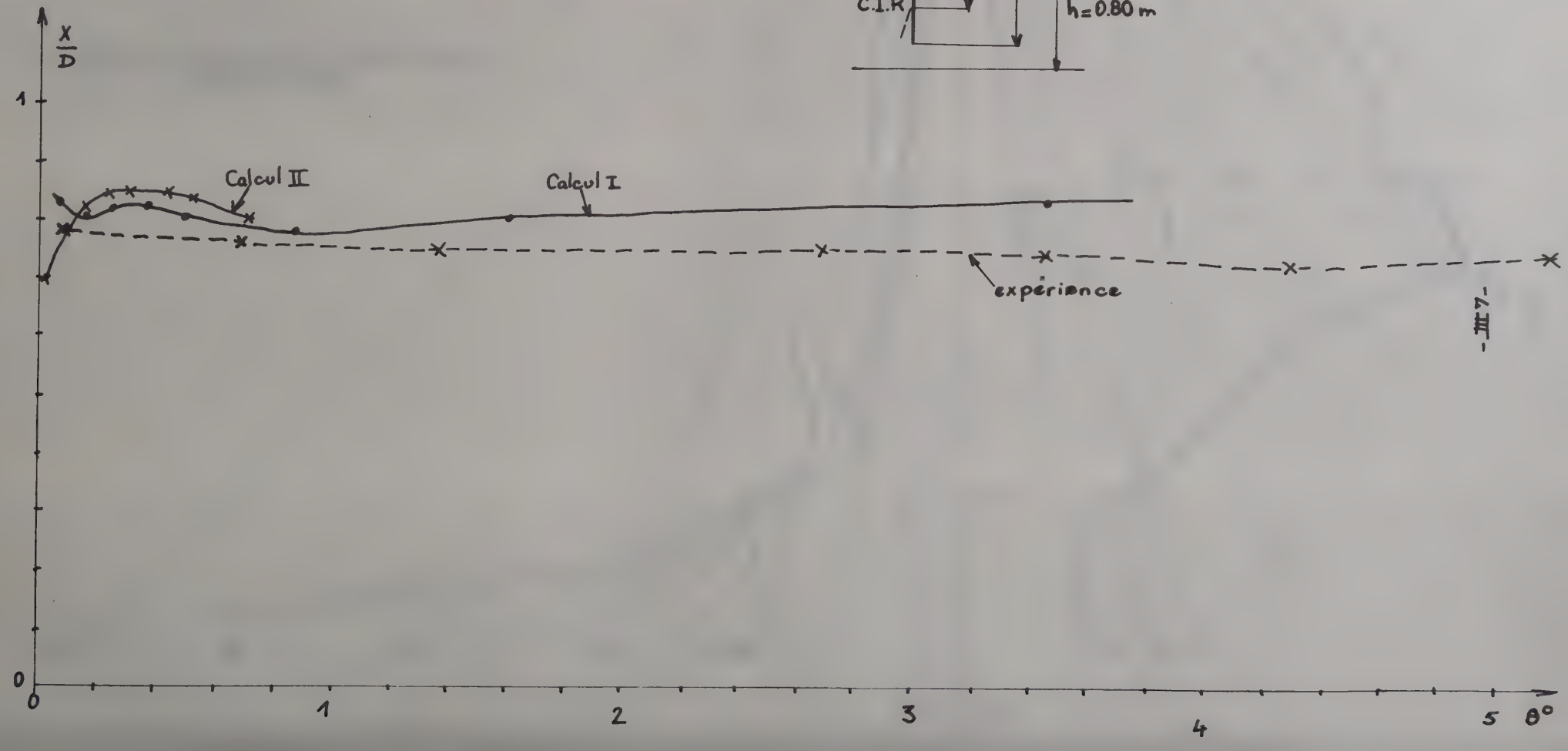
D = 0,65 m F = F (θ°)

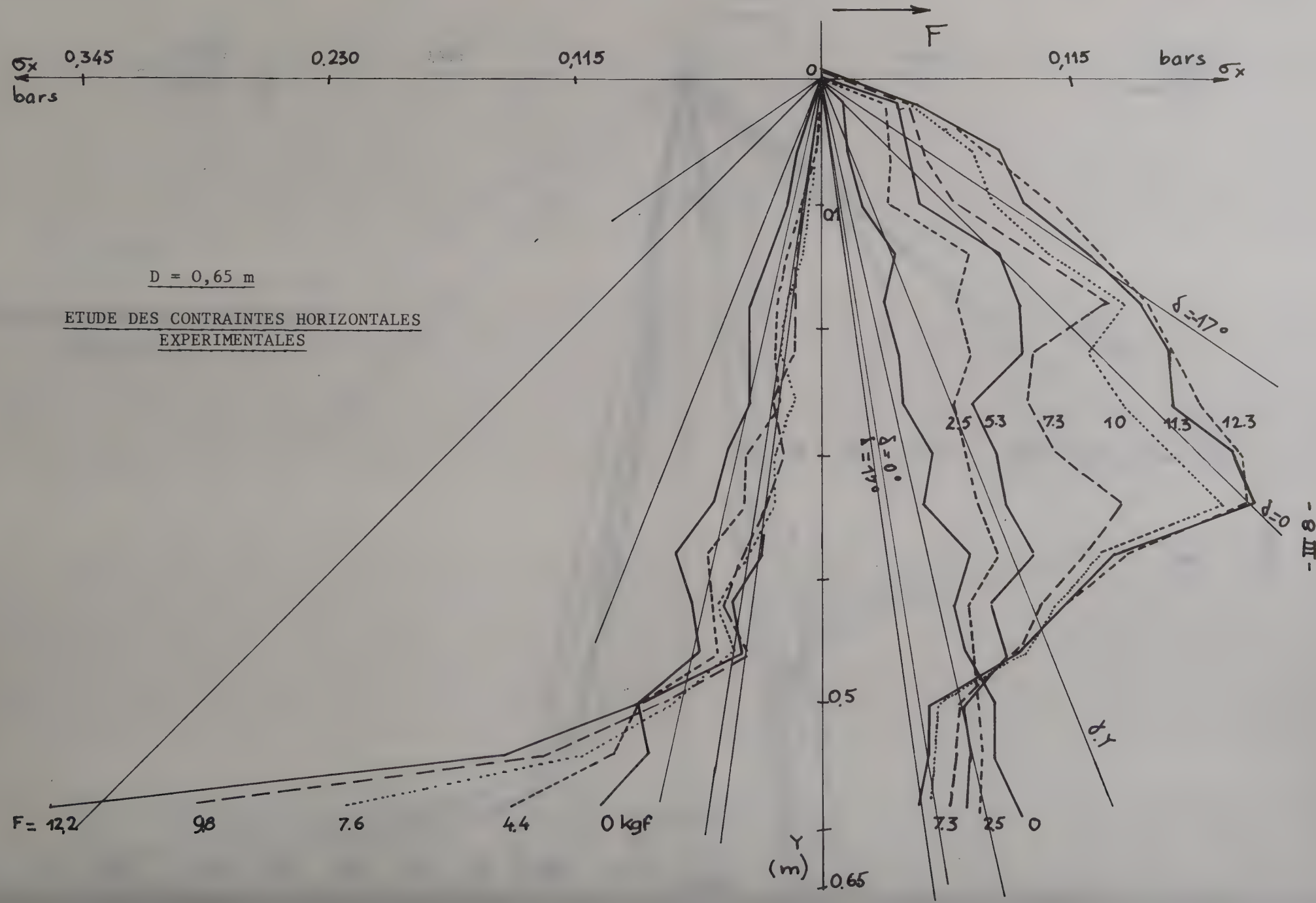

F Kgf
15
10
5
Calcul n° II
Calcul n° I
expérience
Calcul n° III
1
2
3
4
θ°

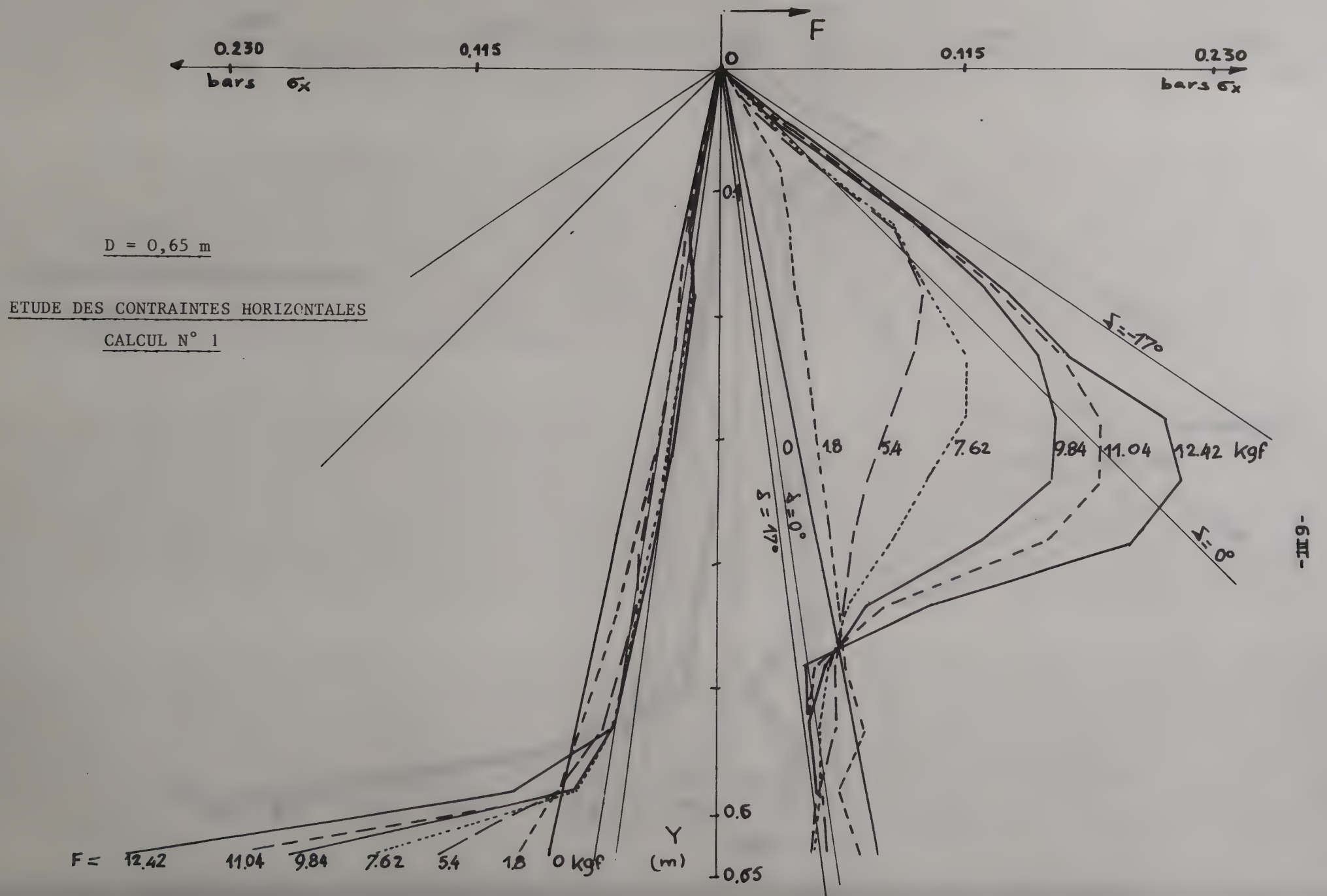


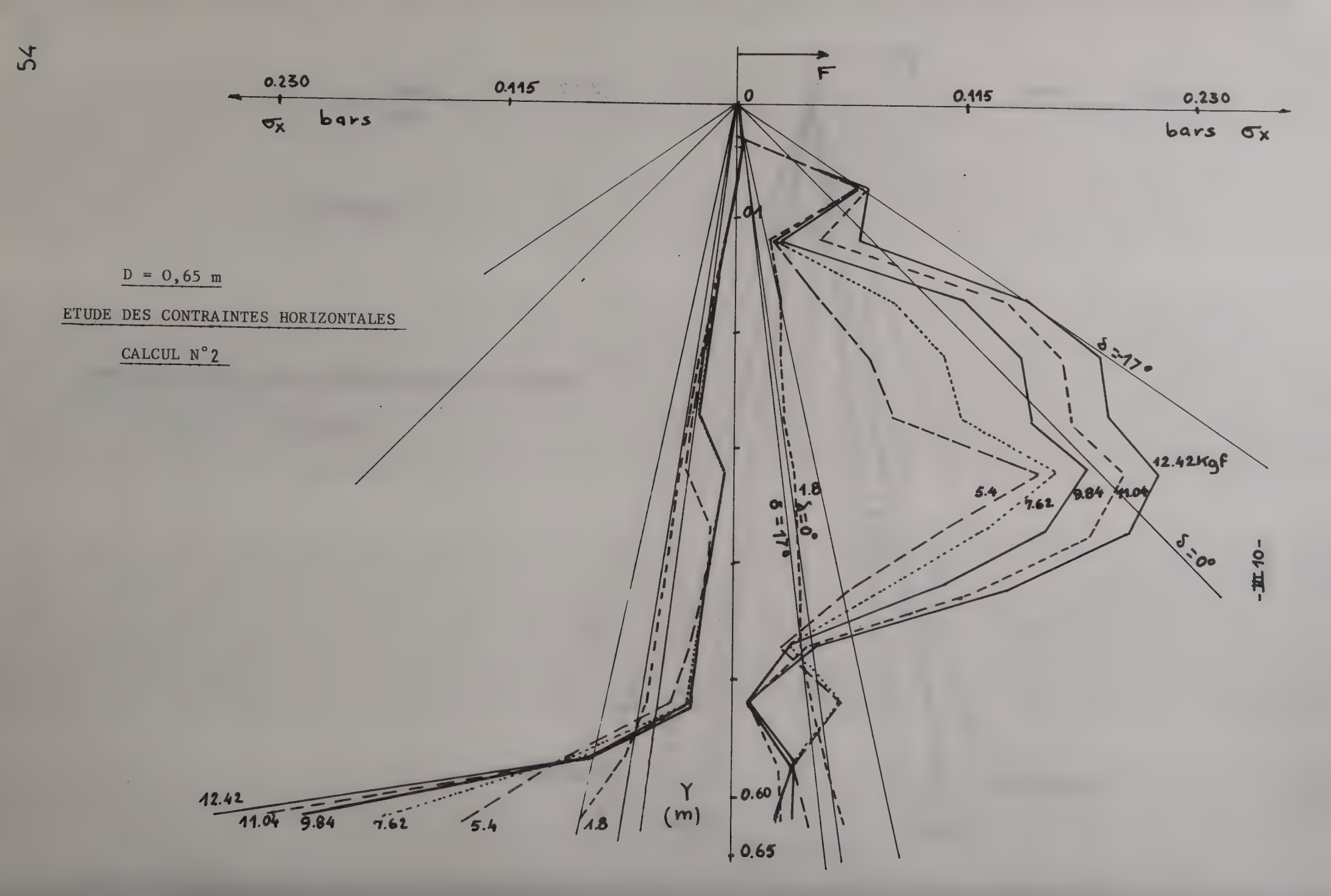
D = 0,65 m ETUDE DU C.I.R.

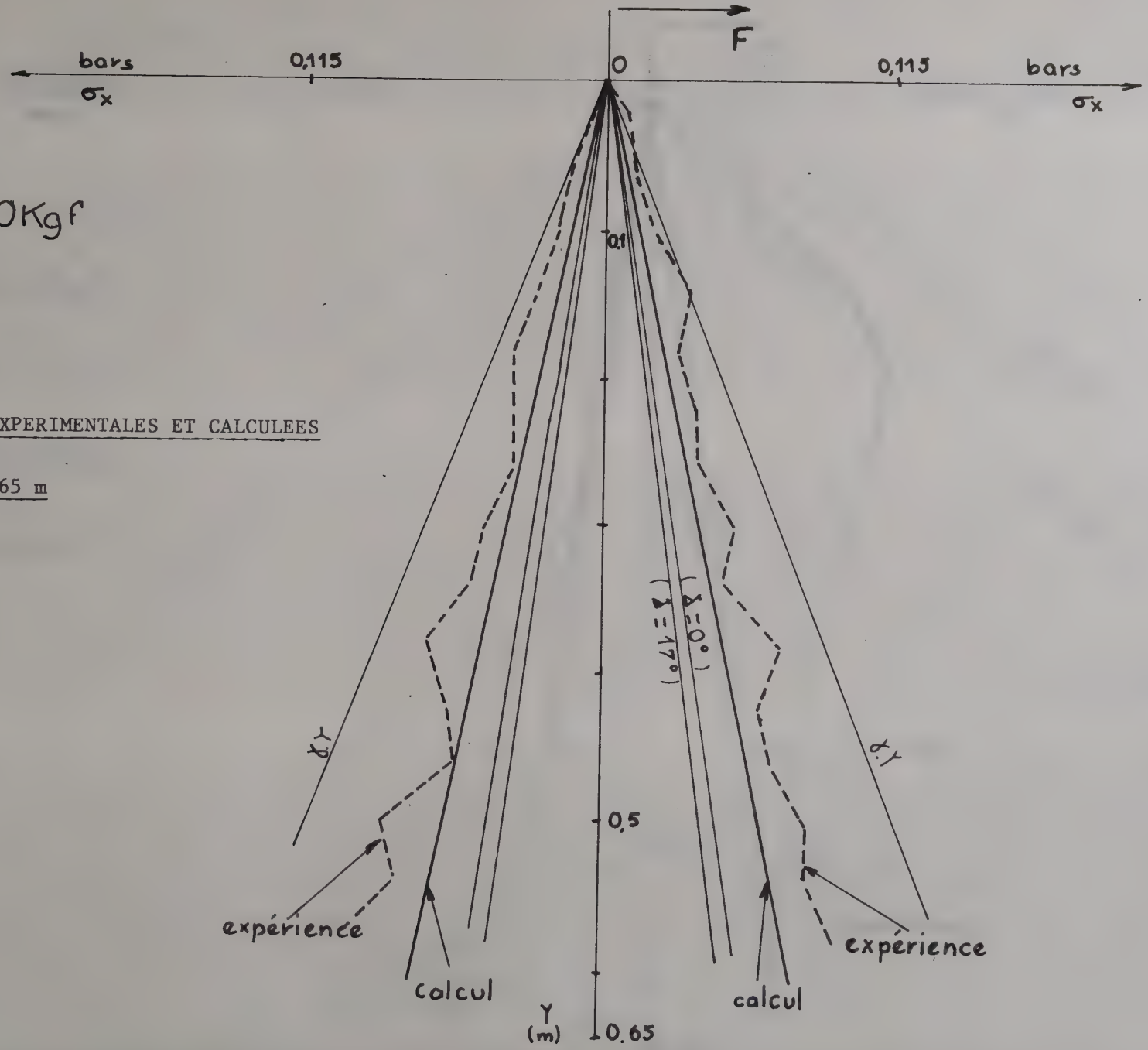





F
σx bars
0,345
0.230
0,115
0
0,115
bars σx
D = 0,65 m
ETUDE DES CONTRAINTES HORIZONTALES EXPERIMENTALES
δ=17°
δ=0°
δ=0
2.5
5.3
7.3
10
11.3
12.3
αγ
F= 12,2
9.8
7.6
4.4
0 kgf
7.3
2.5
0
Y (m)
0.5
0.65

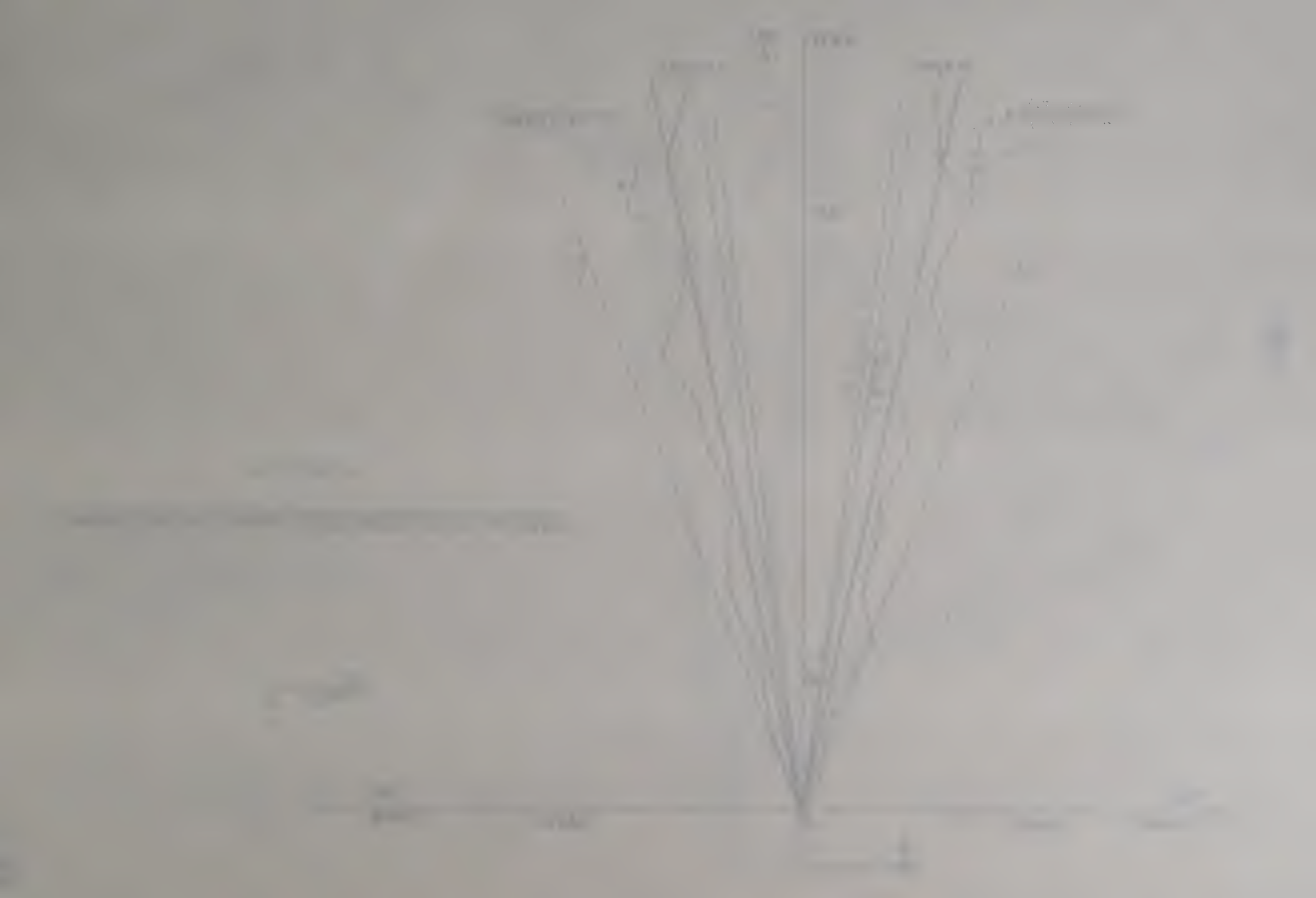

F
0.230
0.115
0
0.115
0.230
bars σx
bars σx
D = 0,65 m
ETUDE DES CONTRAINTES HORIZONTALES
CALCUL N° 1
δ=-17°
0
1.8
5.4
7.62
9.84
11.04
12.42 kgf
δ=17°
δ=0°
δ=0°
0.6
0.65
Y
(m)
F = 12.42 11.04 9.84 7.62 5.4 1.8 0 kgf

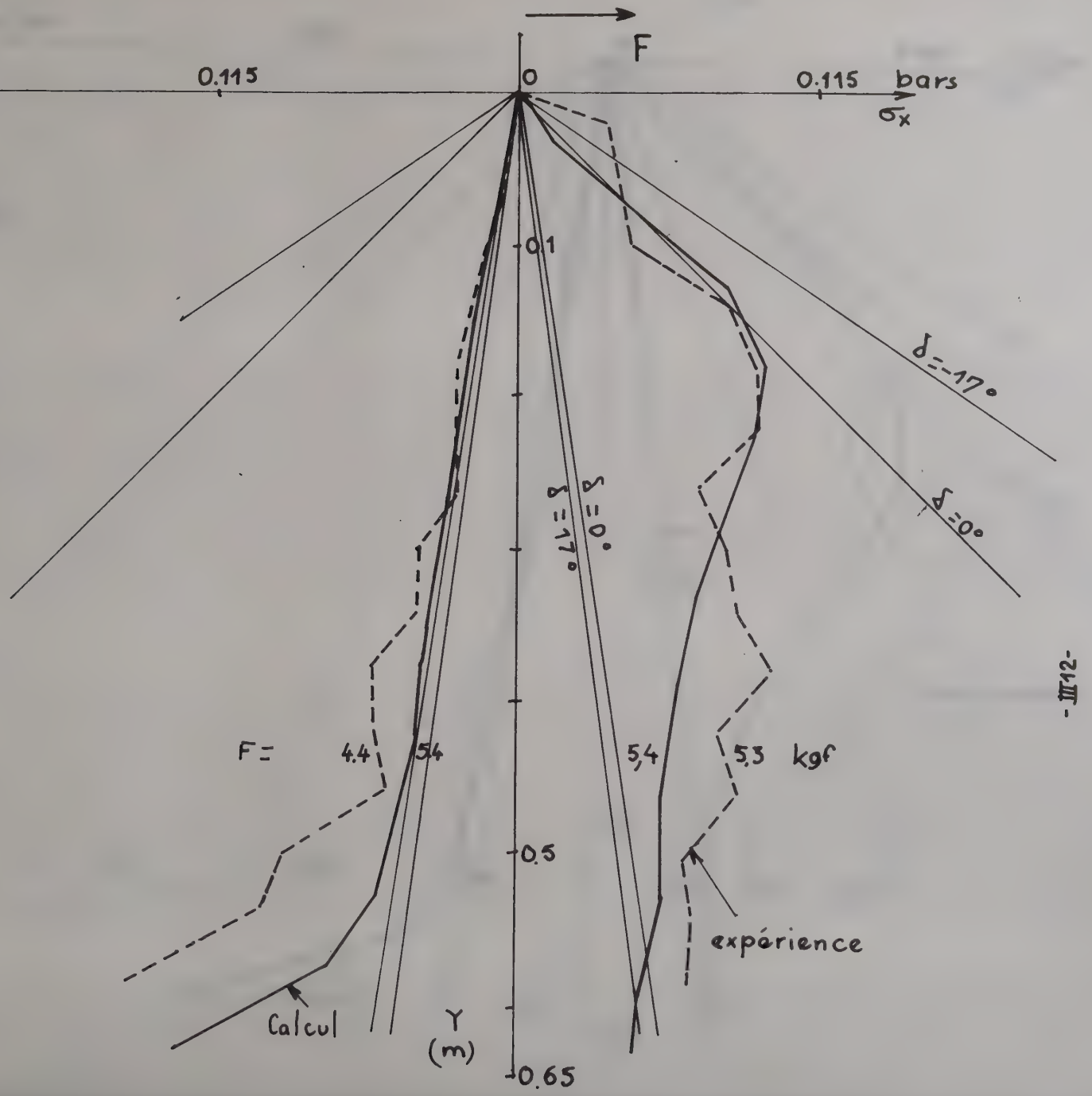

0.230
0.115
0
0.115
0.230
F
σx bars
bars σx
D = 0,65 m
ETUDE DES CONTRAINTES HORIZONTALES
CALCUL N°2
δ=17°
δ=0°
12.42Kgf
5.4
7.62
9.84
11.04
1.8
12.42
11.04
9.84
7.62
5.4
1.8
Y (m)
0.60
0.65
-III 10-



COMPARAISON DES COURBES EXPERIMENTALES ET CALCULEES

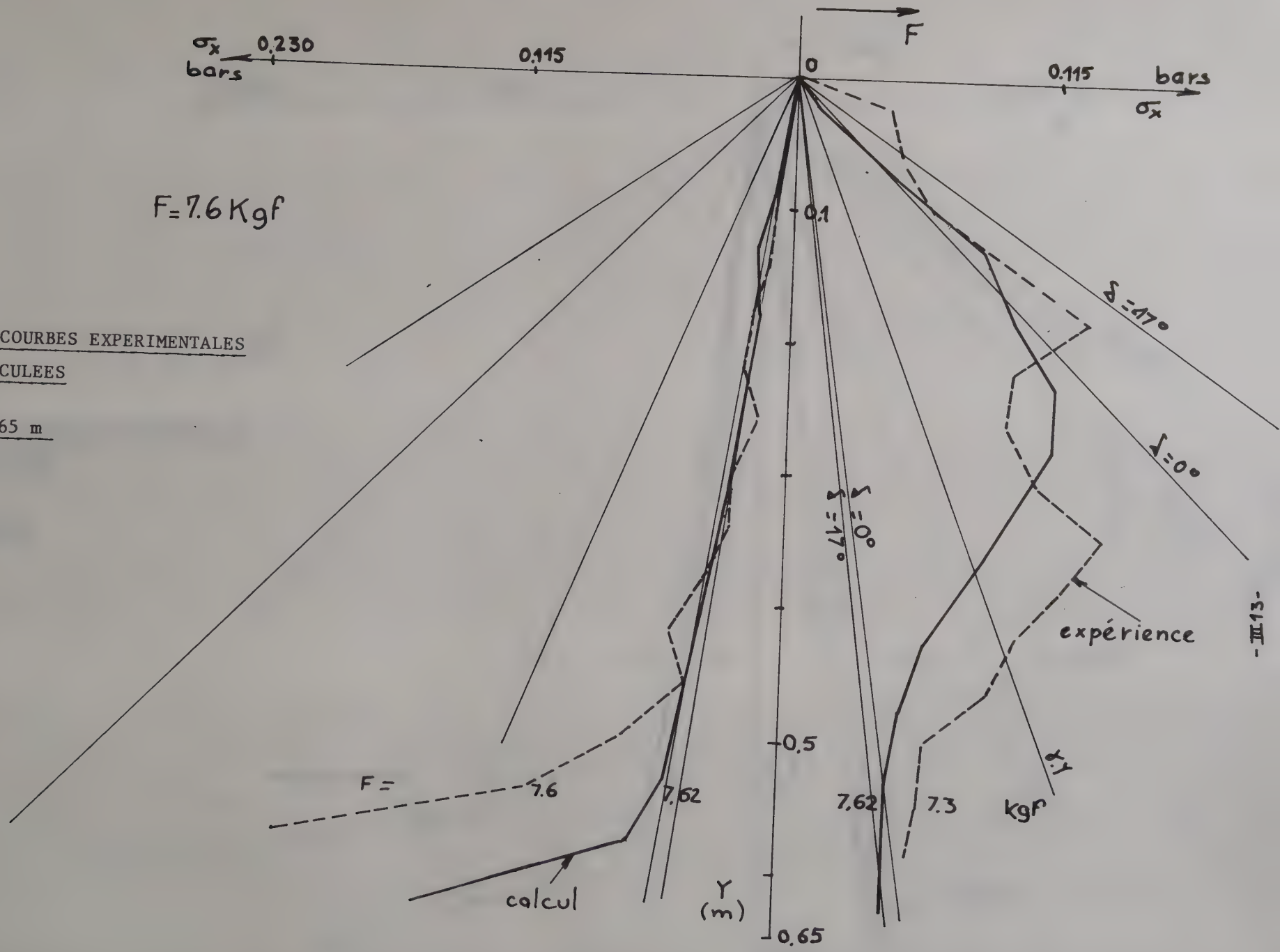
D = 0,65 m





COMPARAISON DES COURBES EXPERIMENTALES ET CALCULEES

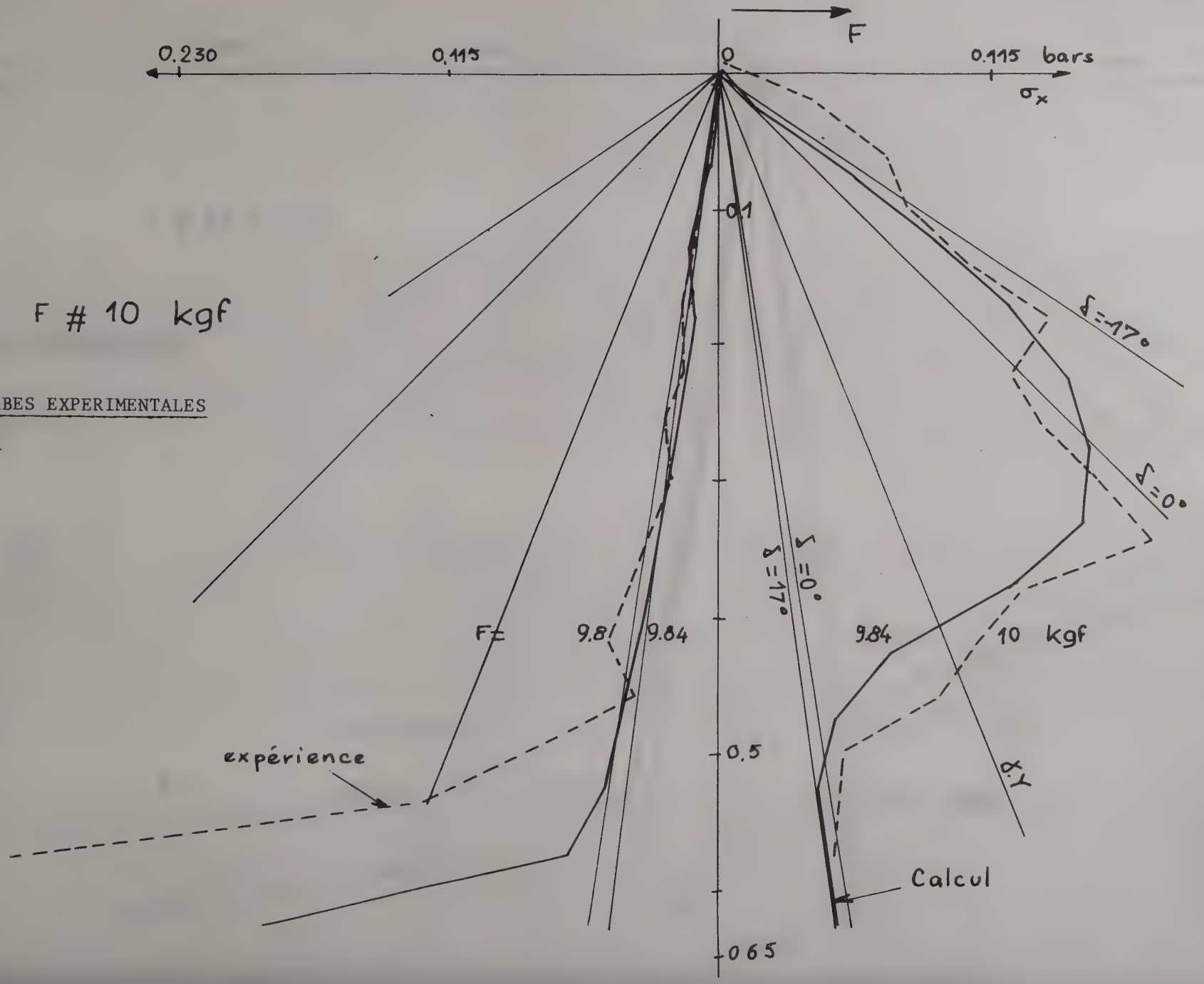
D = 0,65 m



COMPARAISON DES COURBES EXPERIMENTALES

ET CALCULEES

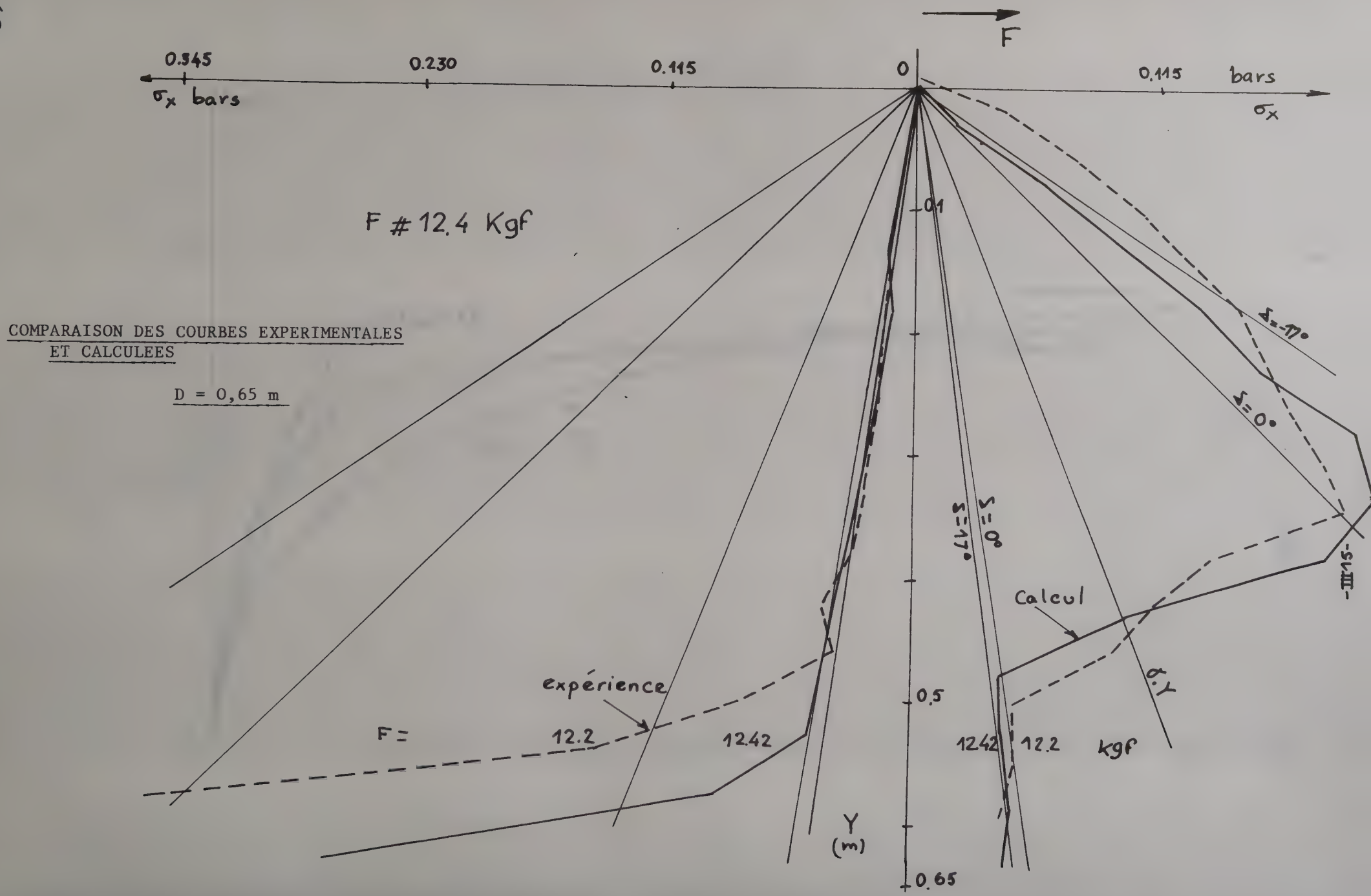
D = 0,65 m



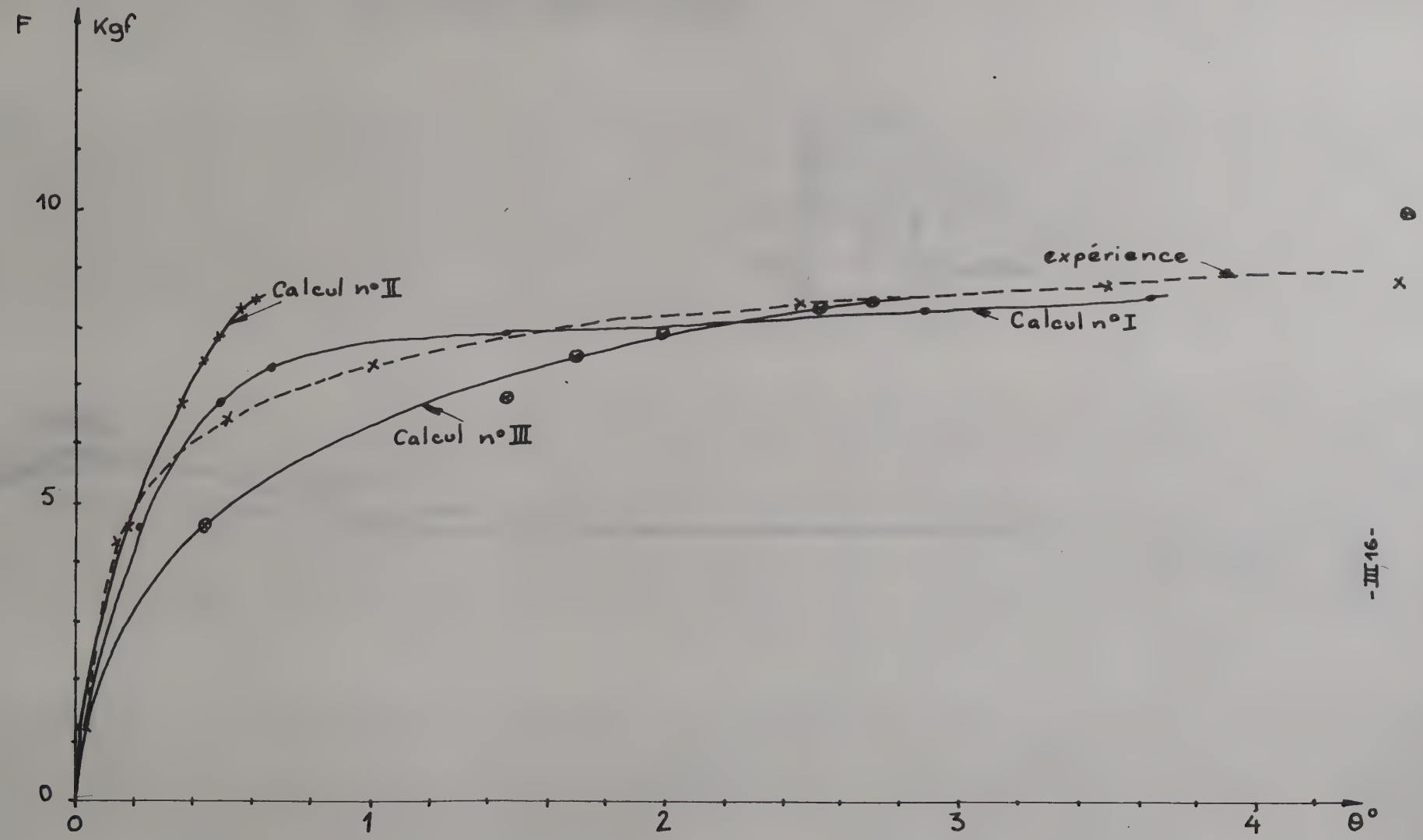
COMPARAISON DES COURBES EXPERIMENTALES

ET CALCULEES

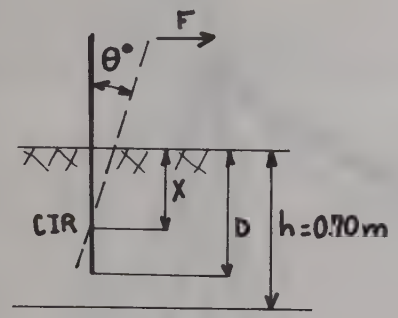
D = 0,65 m

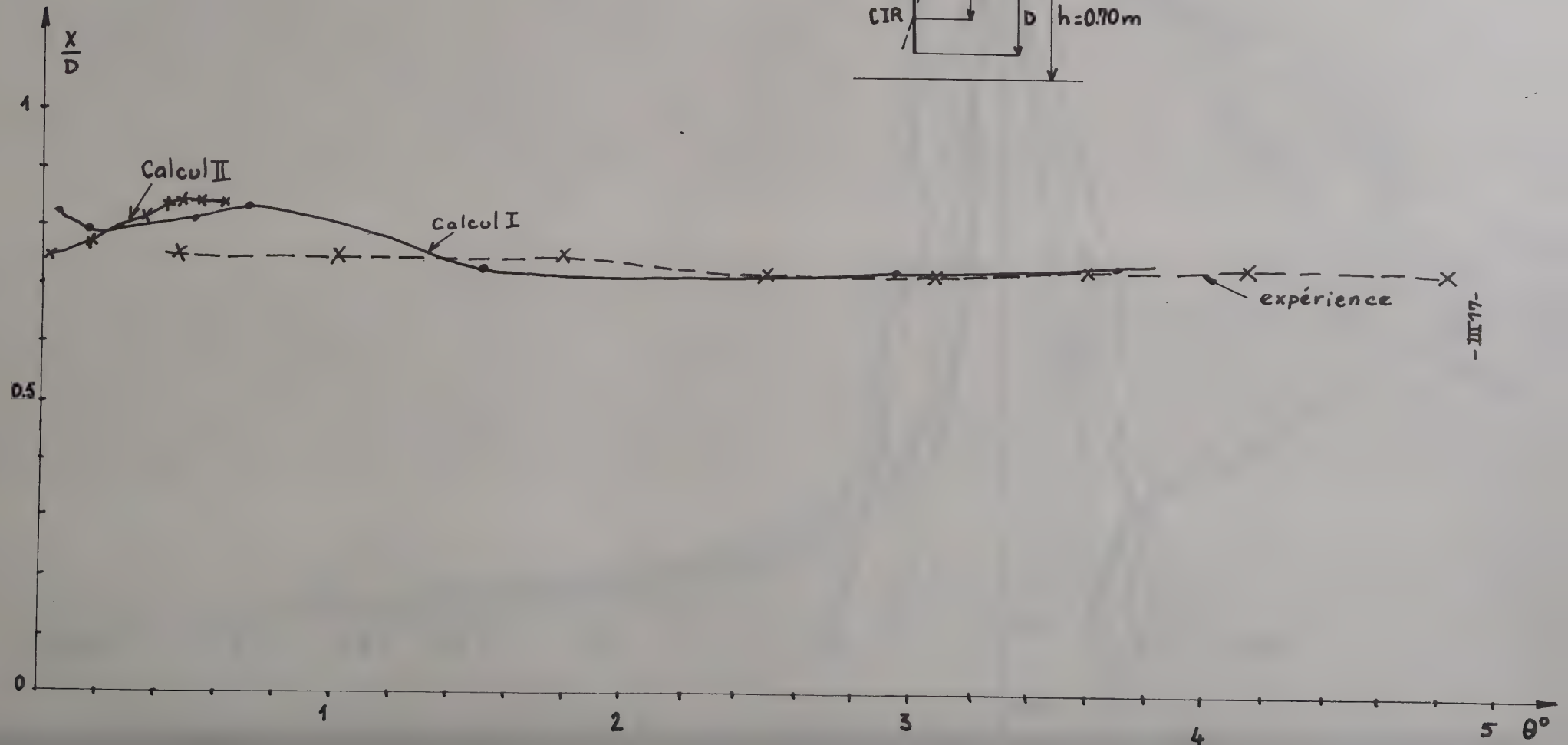

F
0.345
0.230
0.115
0
0.115
bars
σ_x bars
σ_x
F # 12.4 Kgf
COMPARAISON DES COURBES EXPERIMENTALES
ET CALCULEES
D = 0,65 m
0.1
δ=-11°
δ=0°
δ=17°
δ=0°
δ=+11°
Calcul
expérience
F =
12.2
12.42
12.42
12.2
kgf
σ_Y
Y
(m)
0.5
0.65

D = 0,55 m F = F (θ°)

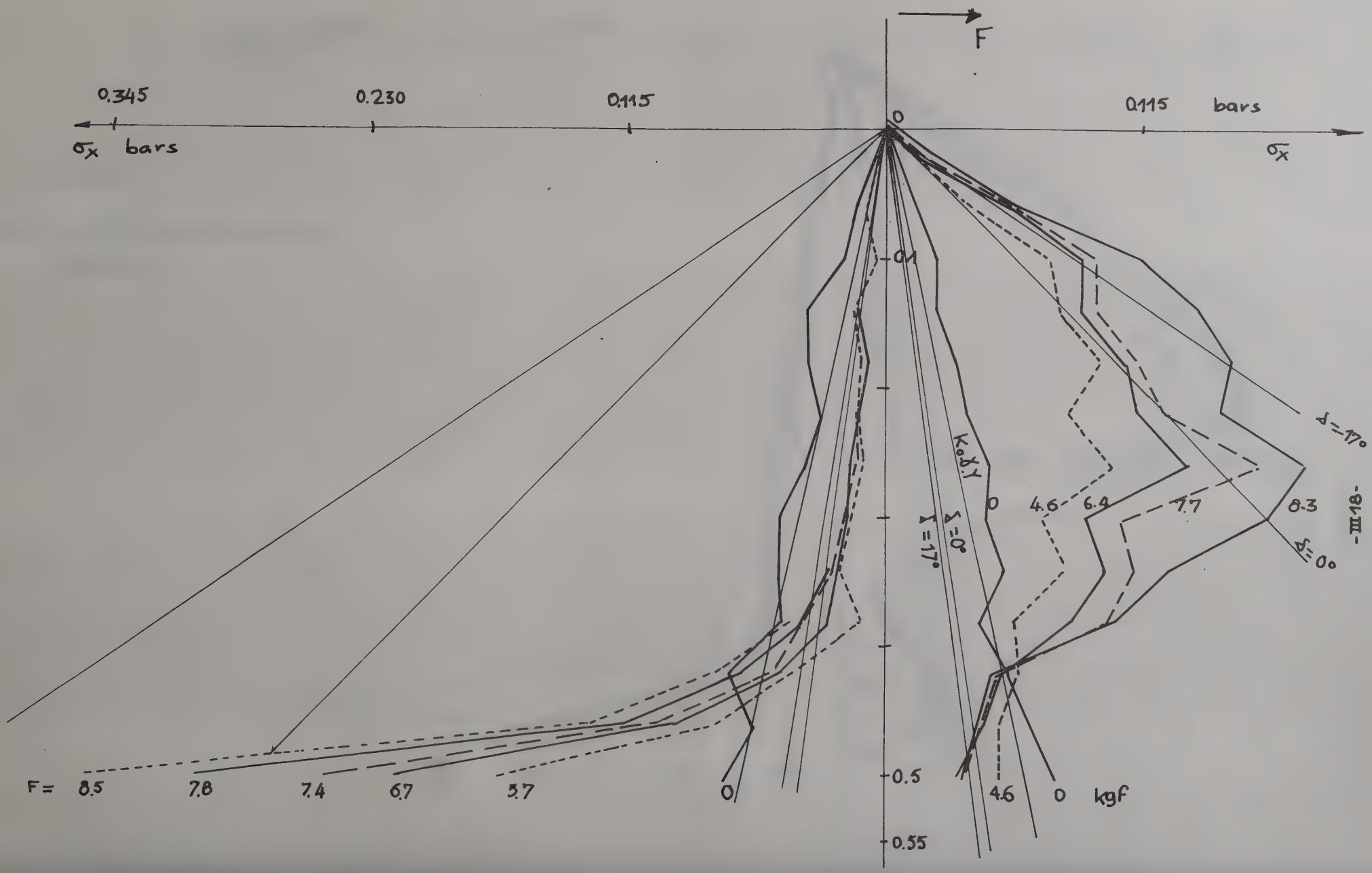

F
Kgf
10
5
0
0
1
2
3
4
θ°
Calcul n°II
Calcul n°I
Calcul n°III
expérience

D = 0,55 m ETUDE DU C.I.R.





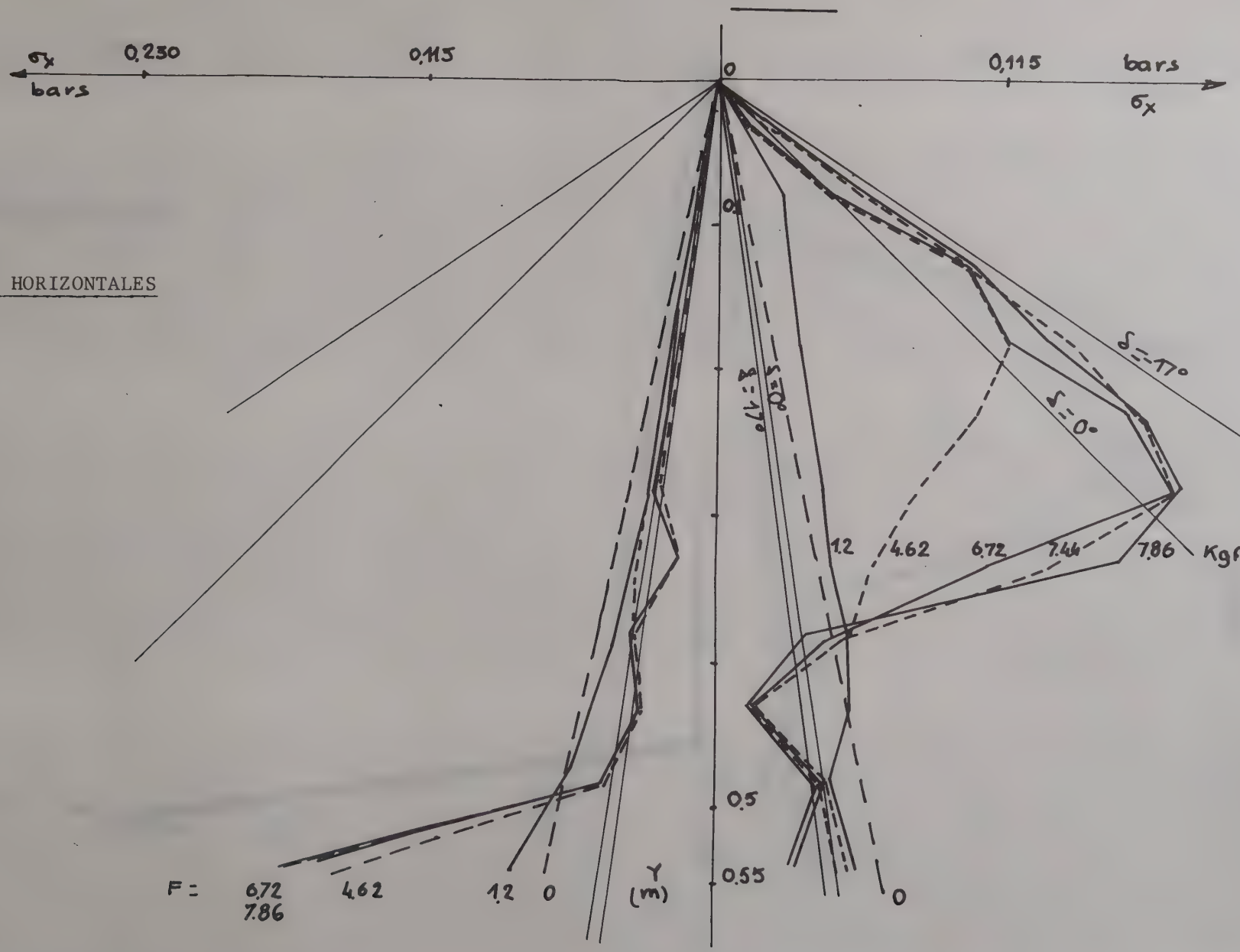
D = 0,55 m ETUDE DES CONTRAINTES HORIZONTALES EXPERIMENTALES



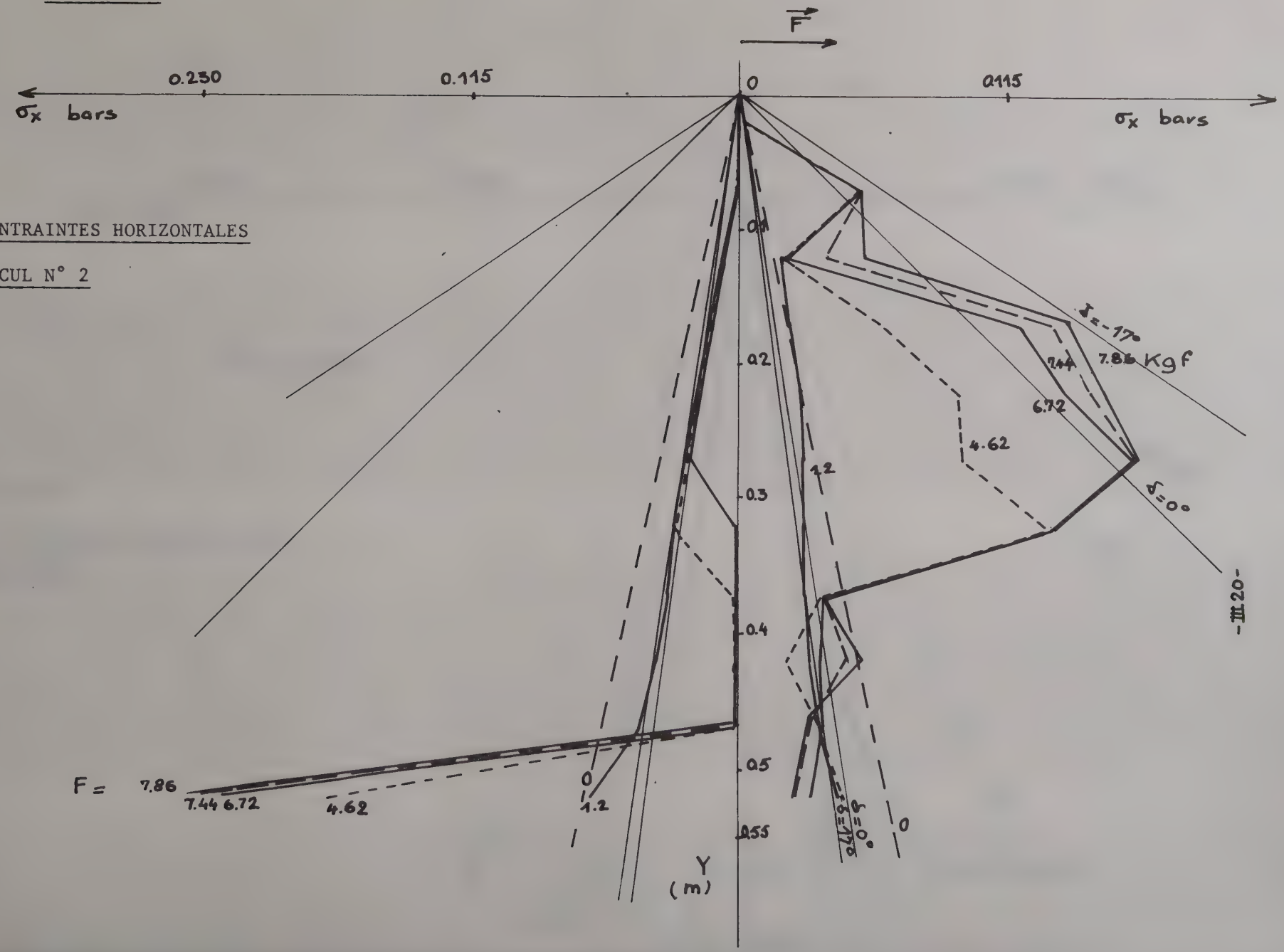
D = 0,55 m

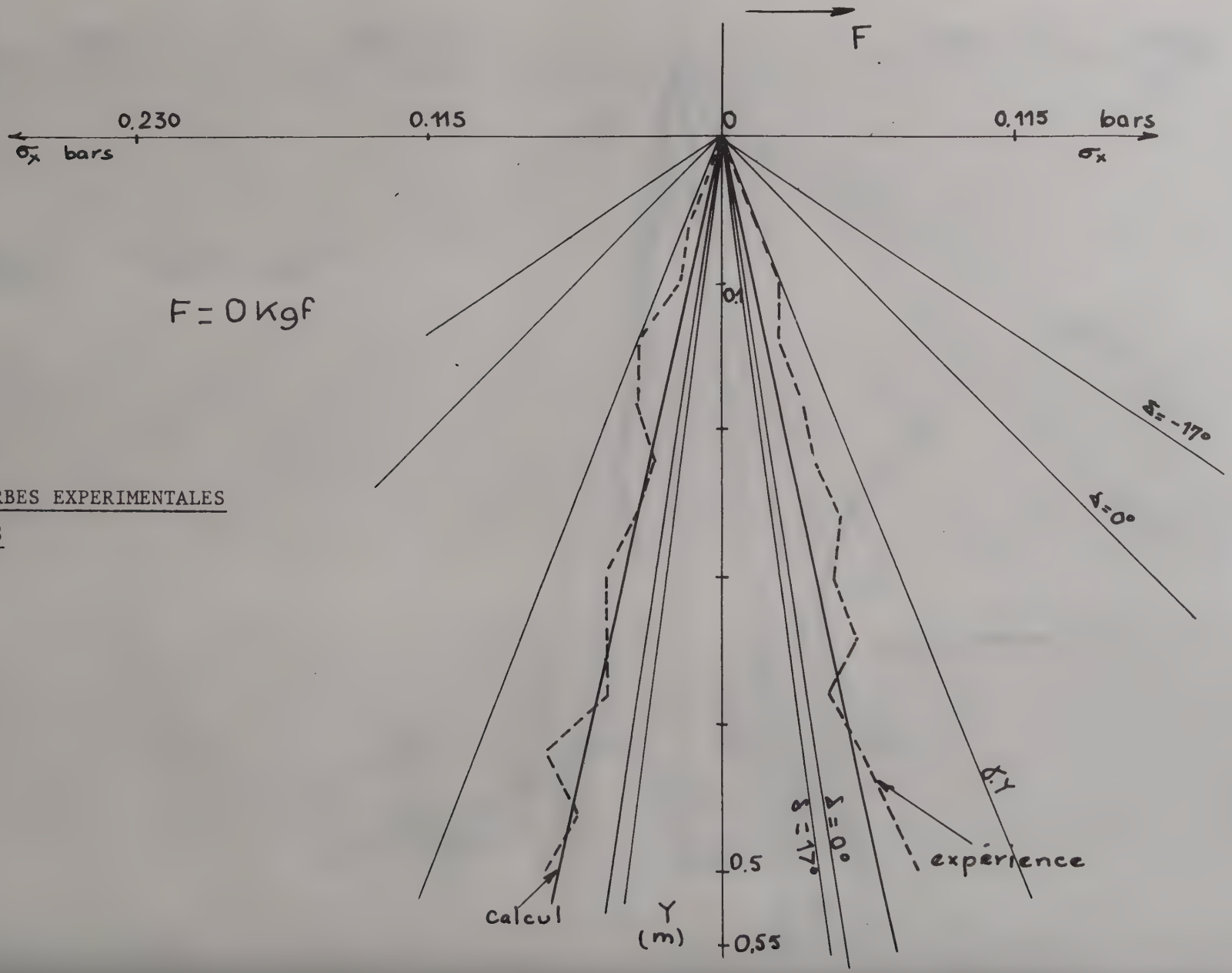
ETUDE DES CONTRAINTES HORIZONTALES

CALCUL N° 1



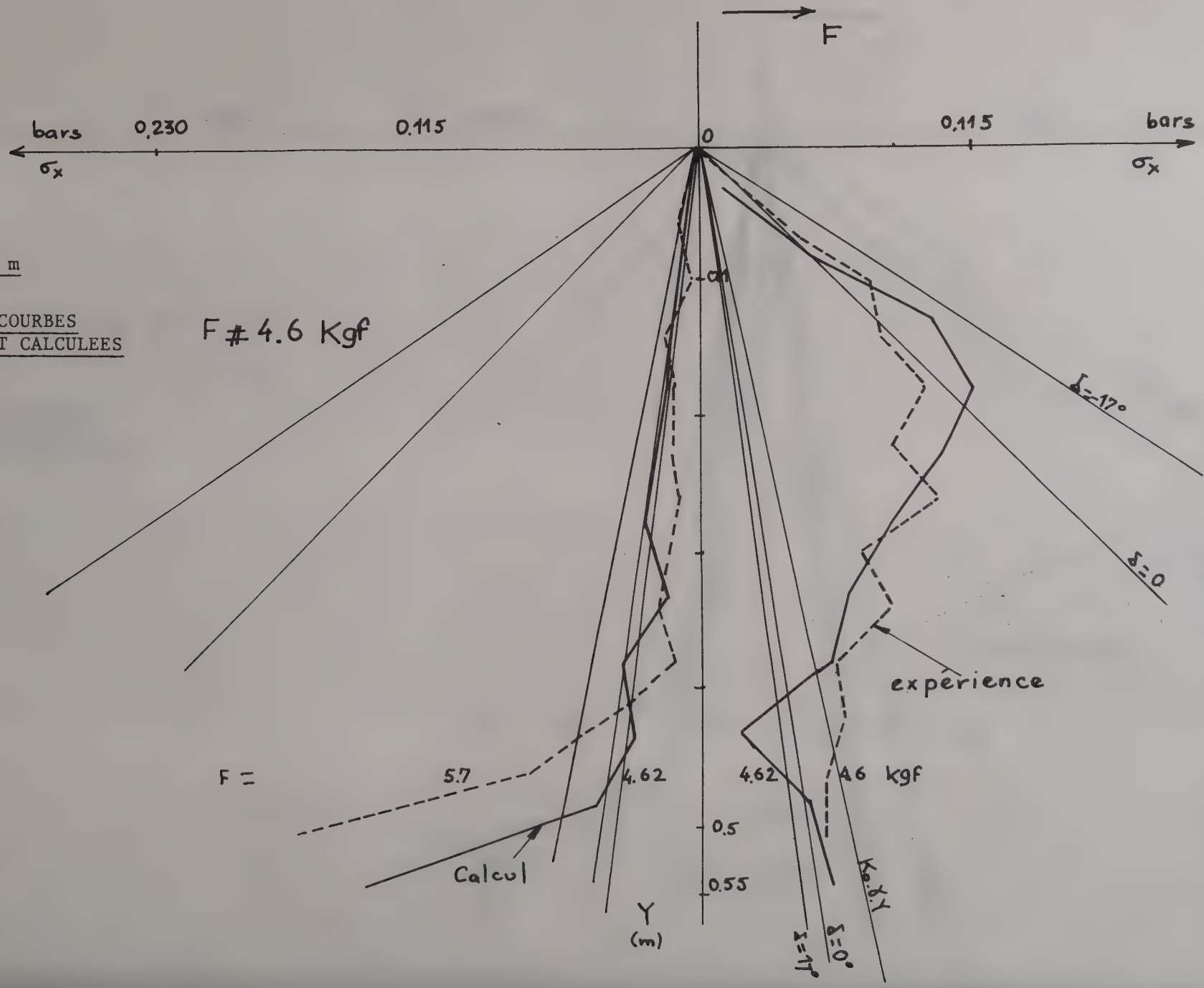
D = 0,55 m

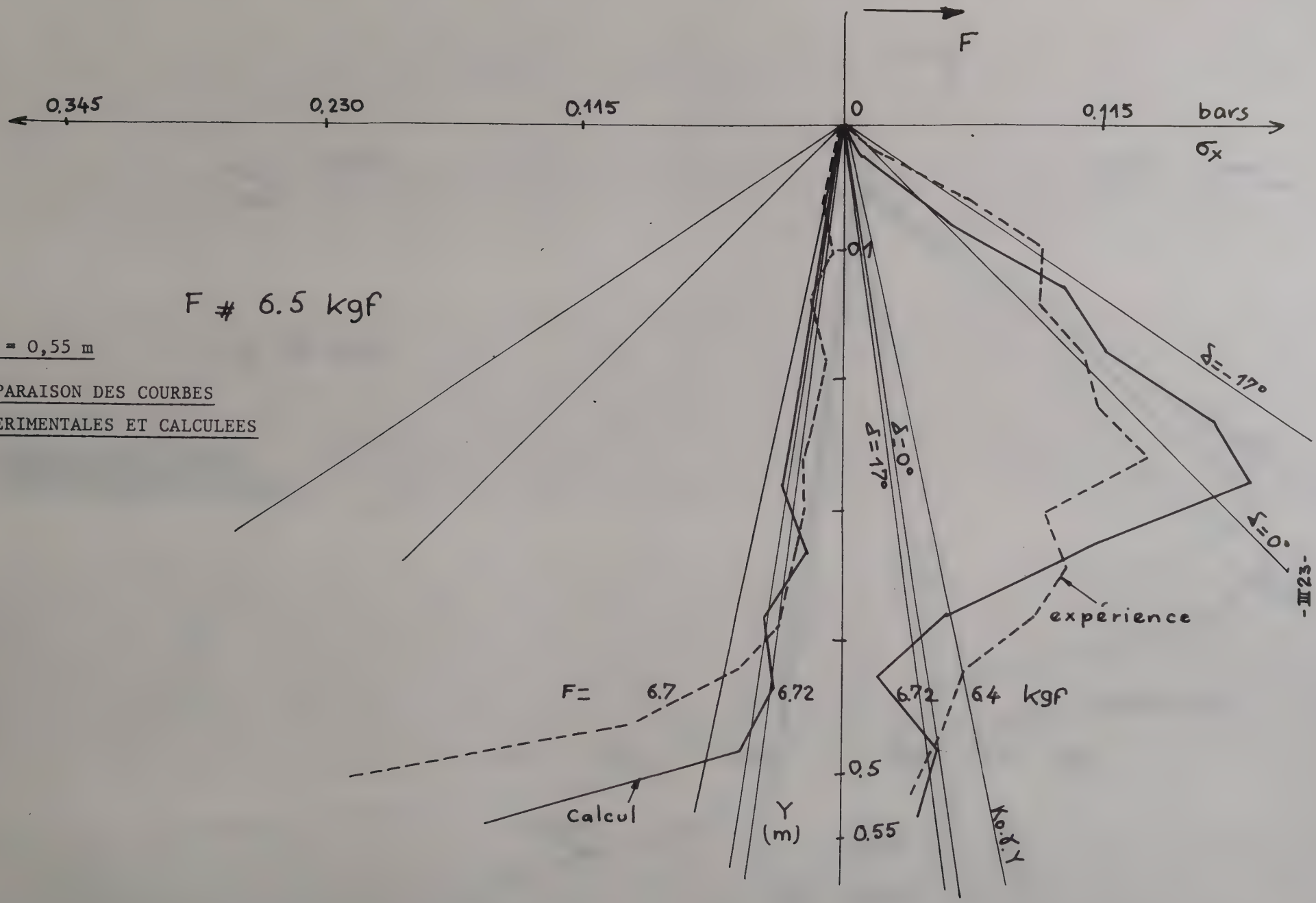

F
0.230
0.115
0
0115
σx bars
σx bars
ETUDE DES CONTRAINTES HORIZONTALES
CALCUL N° 2
δ=-17°
7.86 Kgf
7.44
6.72
4.62
1.2
δ=0°
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.55
F = 7.86
7.44 6.72
4.62
0
1.2
δ=0°
δ=-17°
0
Y
(m)
-III 20-

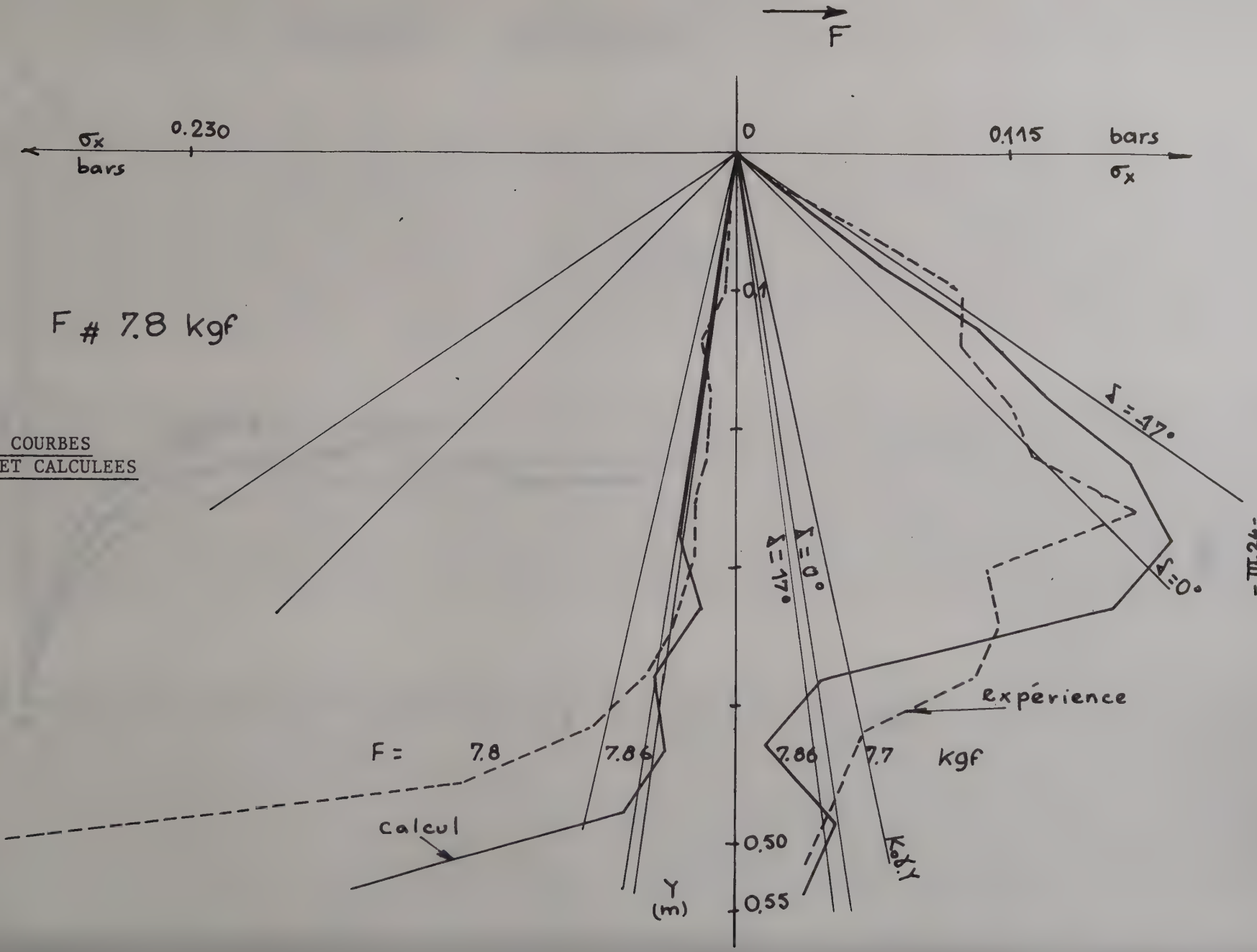


D = 0,55 m

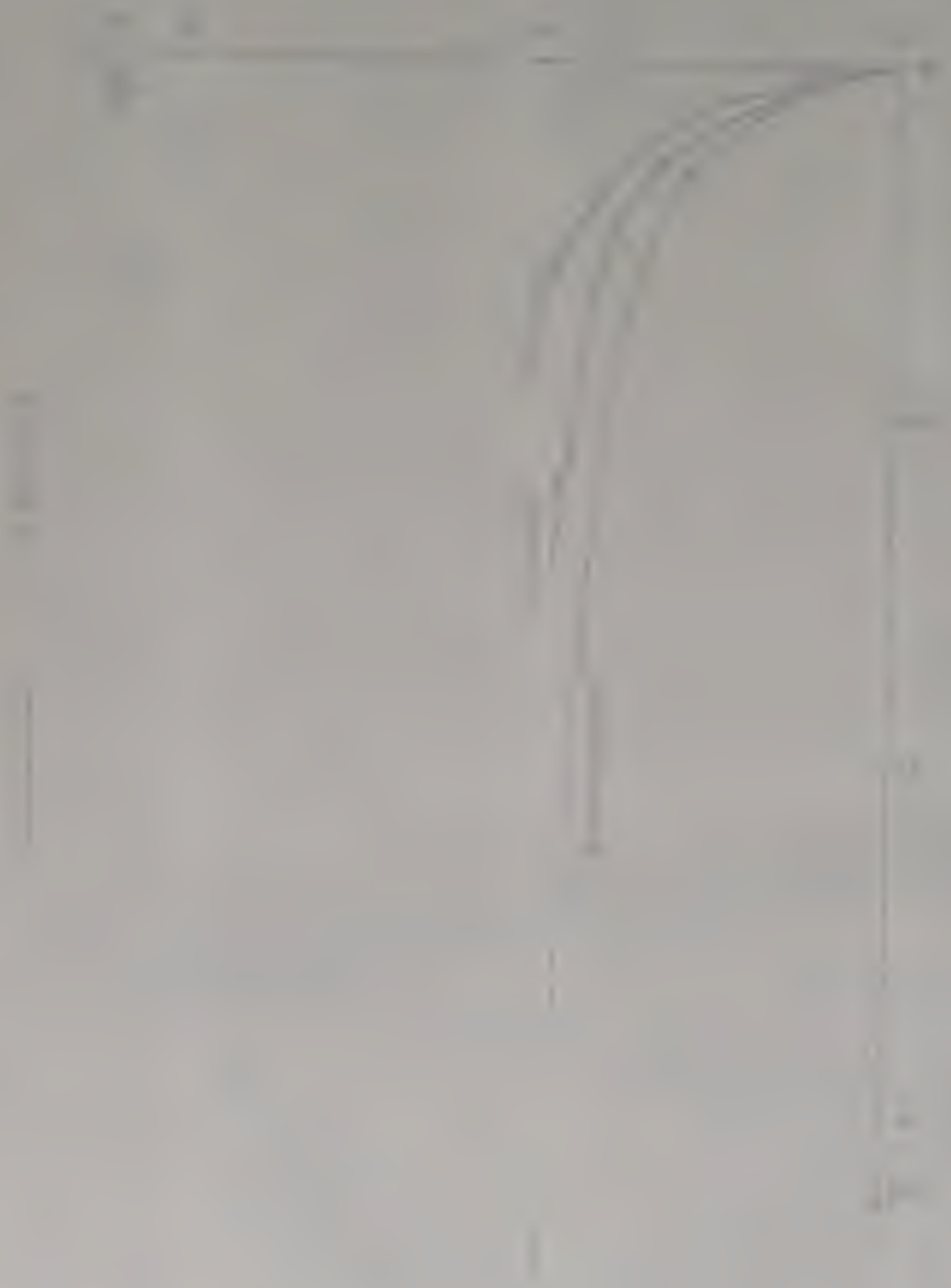
COMPARAISON DES COURBES EXPERIMENTALES
ET CALCULEES


F
bars
0,230
0.115
0
0,115
bars
σ_x
σ_x
D = 0,55 m
COMPARAISON DES COURBES
EXPERIMENTALES ET CALCULEES
F ≠ 4.6 Kgf
δ=17°
δ=0
expérience
F =
5.7
4.62
4.62
4.6 kgf
Calcul
0.5
0.55
Y
(m)
$K_a \cdot \gamma \cdot Y$
δ=17°
δ=0°

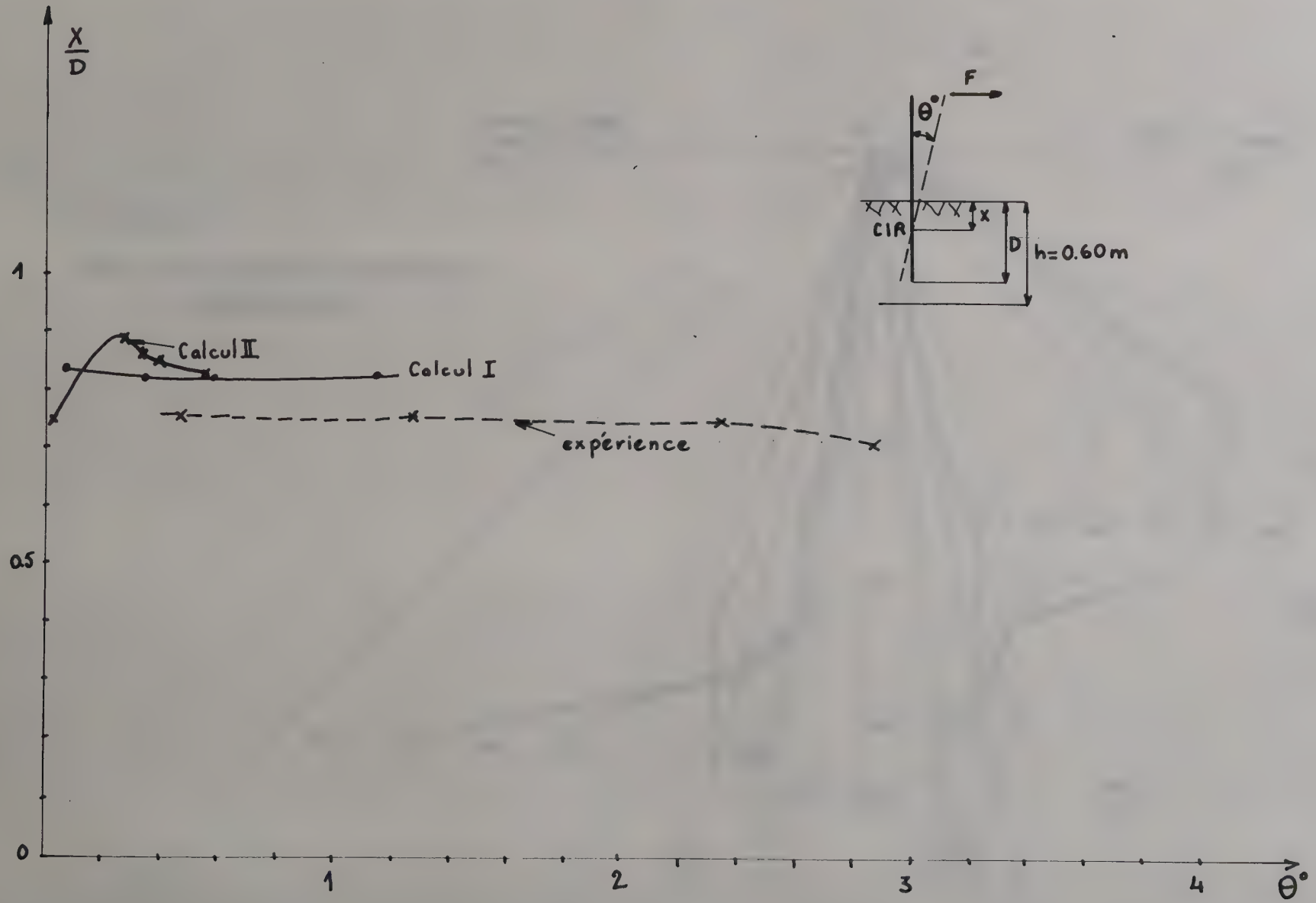

F
0.345
0.230
0.115
0
0.115
bars
σ_x
F # 6.5 kgf
D = 0,55 m
COMPARAISON DES COURBES
EXPERIMENTALES ET CALCULEES
δ=-17°
δ=-0°
δ=17°
δ=0°
-III23-
expérience
F=
6.7
6.72
6.72
64 kgf
Calcul
Y
(m)
0.5
0.55


F
σx bars
0.230
0
0.115
bars σx
F # 7.8 kgf
D = 0,55 m
COMPARAISON DES COURBES EXPERIMENTALES ET CALCULEES
0.1
δ = 47°
δ = 17°
δ = 0°
δ = 0°
expérience
F = 7.8
7.86
7.86
7.7
kgf
calcul
0.50
0.55
Y (m)
Kσ.Y

D = 0,45 m
F = F ( )
F Kgf
10
5
0
0
1
2
3
θ°
Calcul II
Calcul I
Expérience



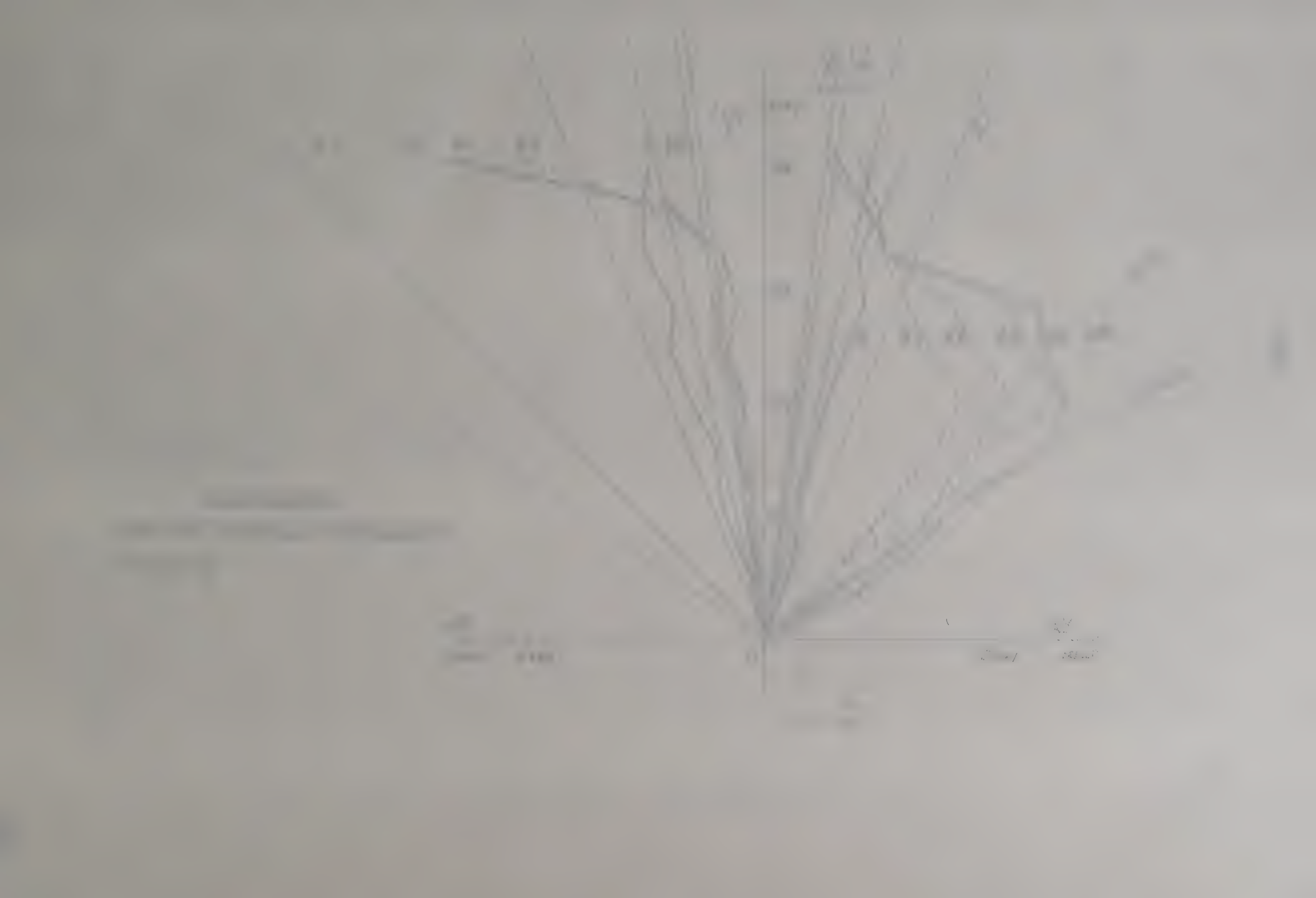
D = 0,45 m ETUDE DU C.I.R.



D = 0,45 m

ETUDE DES CONTRAINTES HORIZONTALES

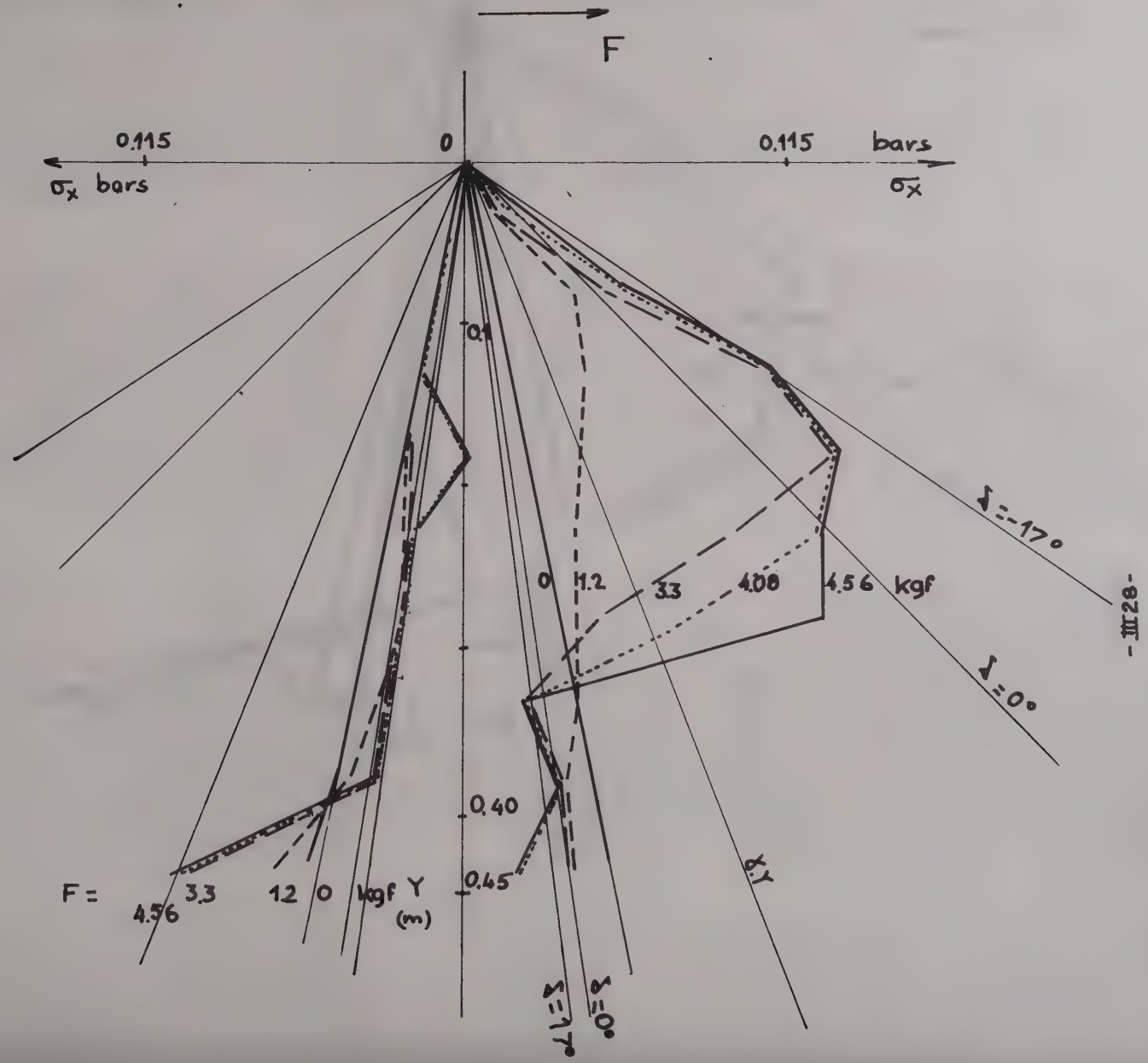
EXPERIMENTALES



D = 0,45 m

ETUDE DES CONTRAINTES HORIZONTALES

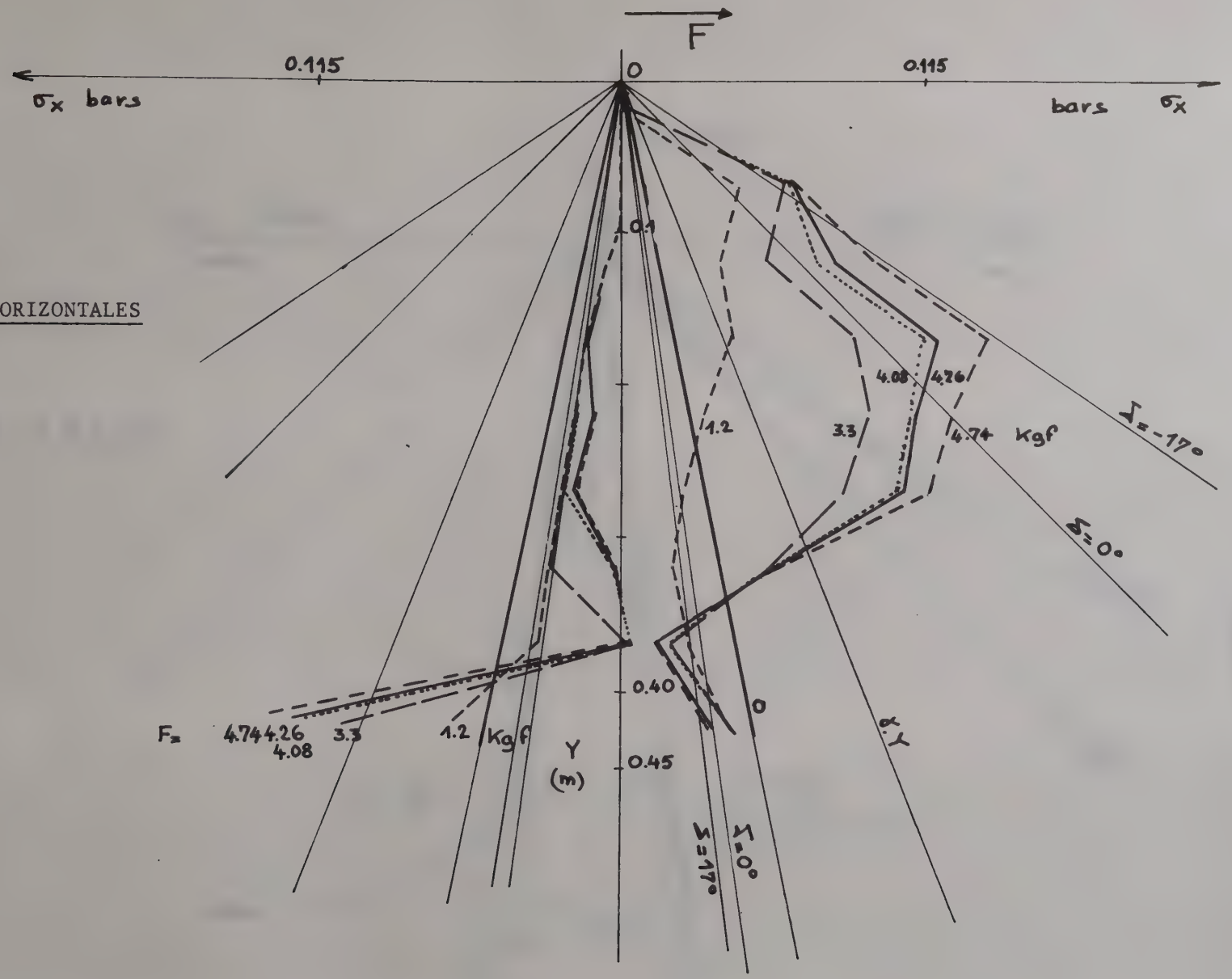
CALCUL N° 1



D = 0,45 m

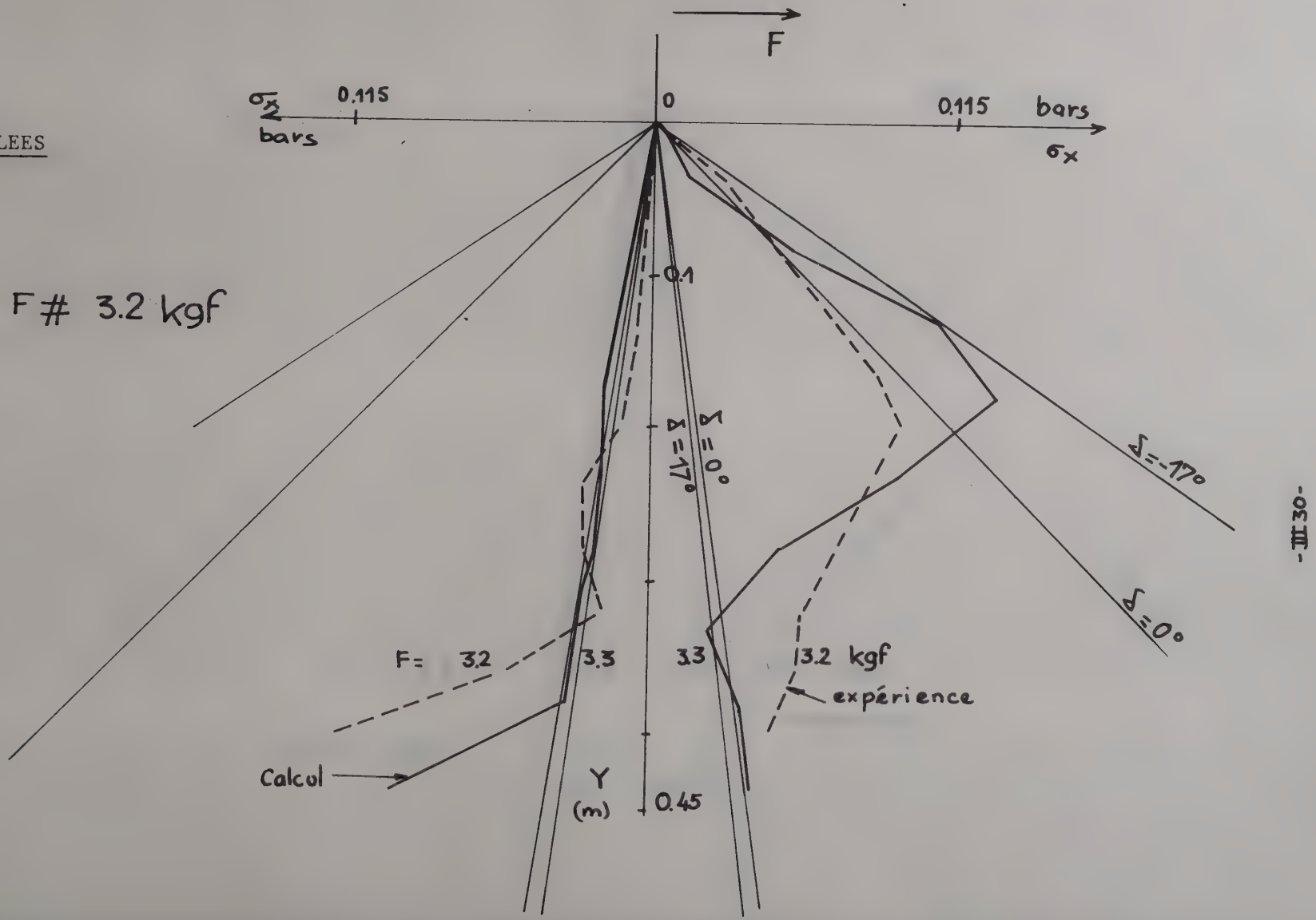
ETUDE DES CONTRAINTES HORIZONTALES

CALCUL N° 2



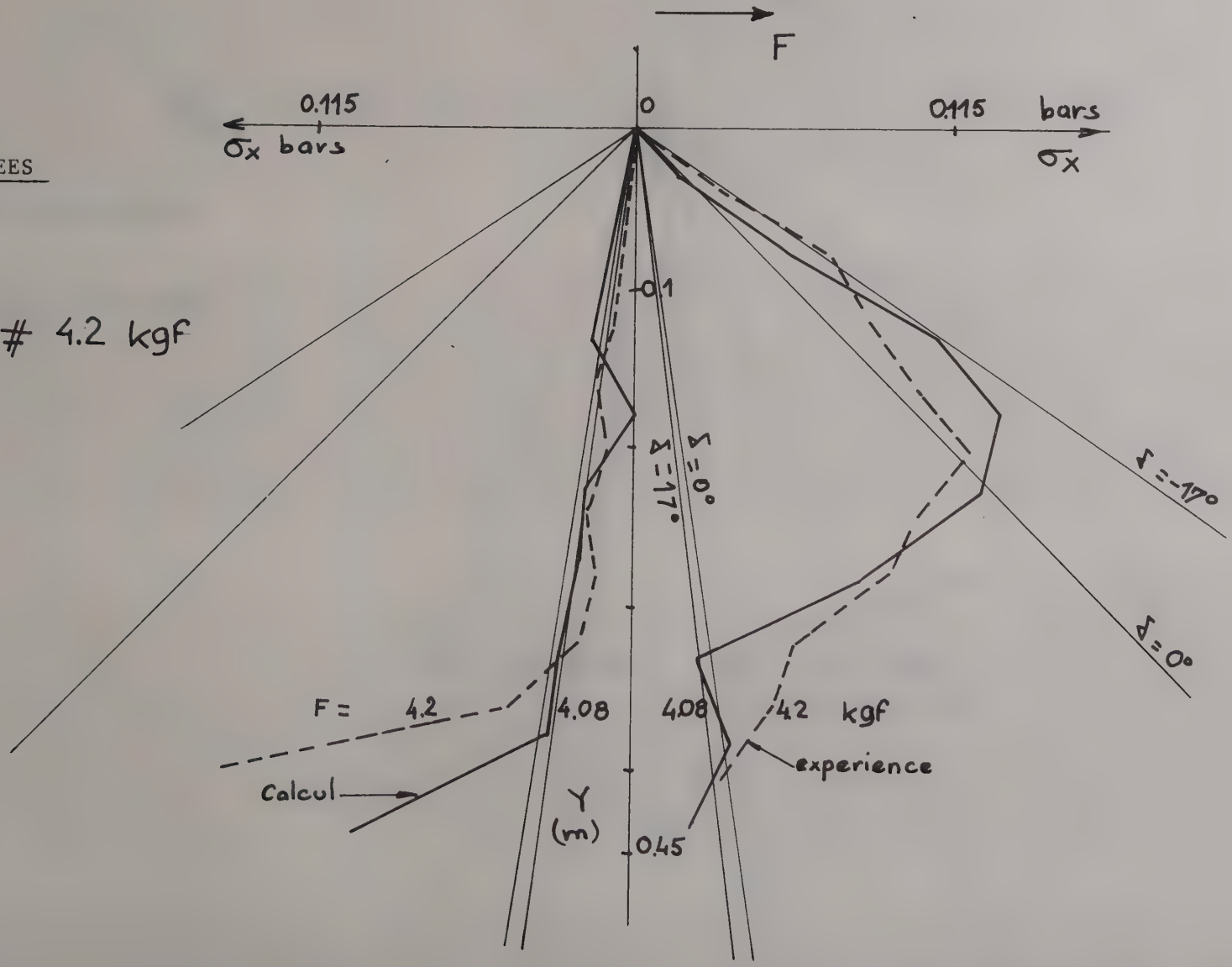
D = 0,45 m

COMPARAISON DES COURBES
EXPERIMENTALES ET CALCULEES



D = 0,45 m

COMPARAISON DES COURBES
EXPERIMENTALES ET CALCULEES

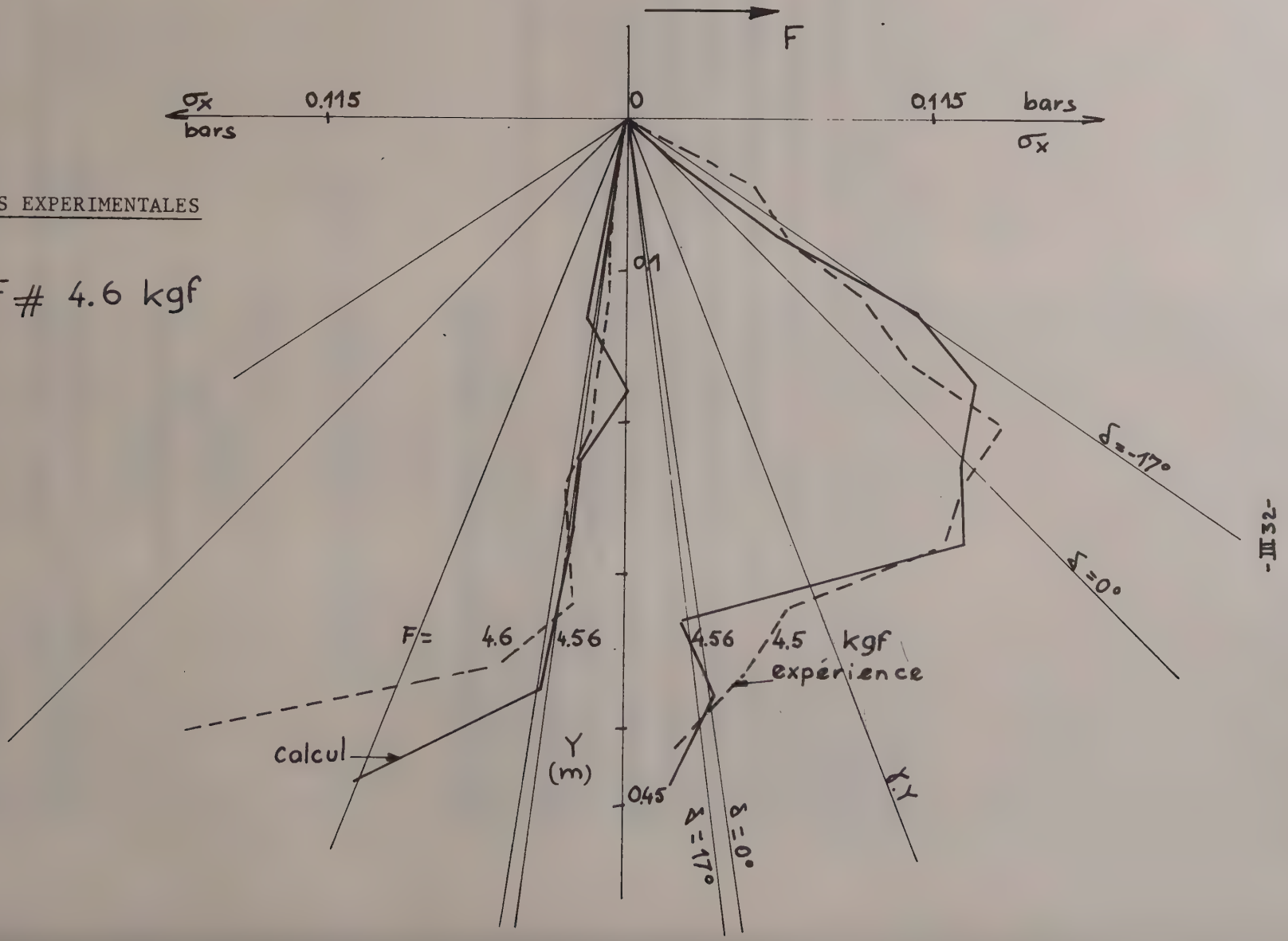


D = 0,45 m

COMPARAISON DES COURBES EXPERIMENTALES

ET CALCULEES

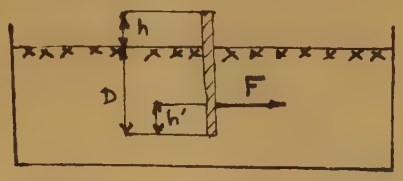
F# 4.6 kgf



ANNEXE

Dans le but d'étudier la position optimale du point d'application de la force horizontale F, une autre série de calculs a été amorcée. (la position optimale de la force F étant celle qui introduira de faibles déplacements pour l'écran).

Dans cette annexe, on se propose de placer la force F à une hauteur sensiblement égale à D/3 à partir du pied de l'écran.



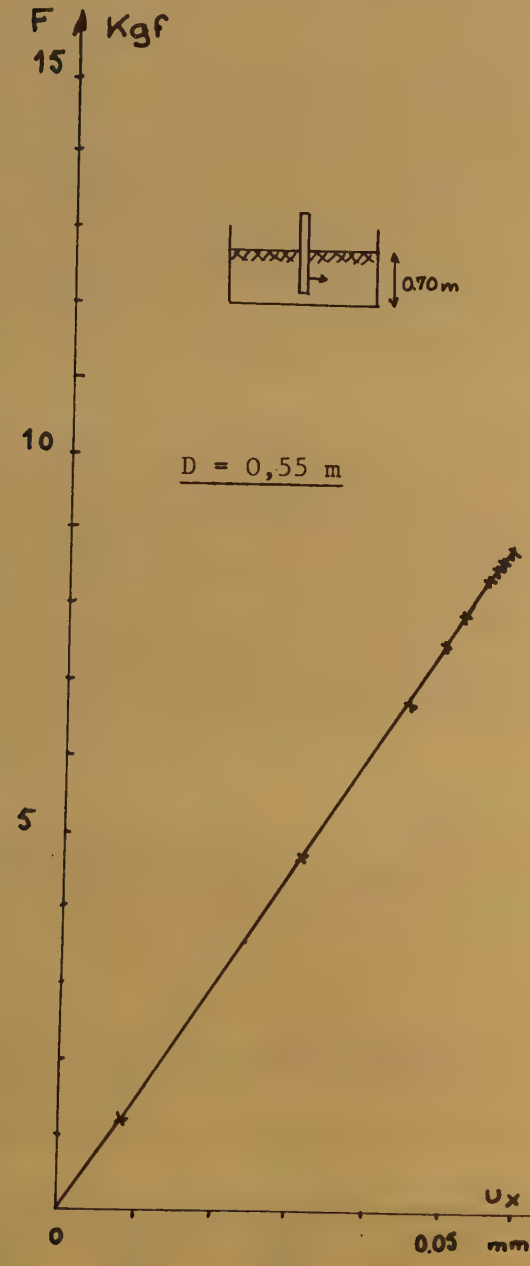
Nous avons effectué 2 types de calcul.

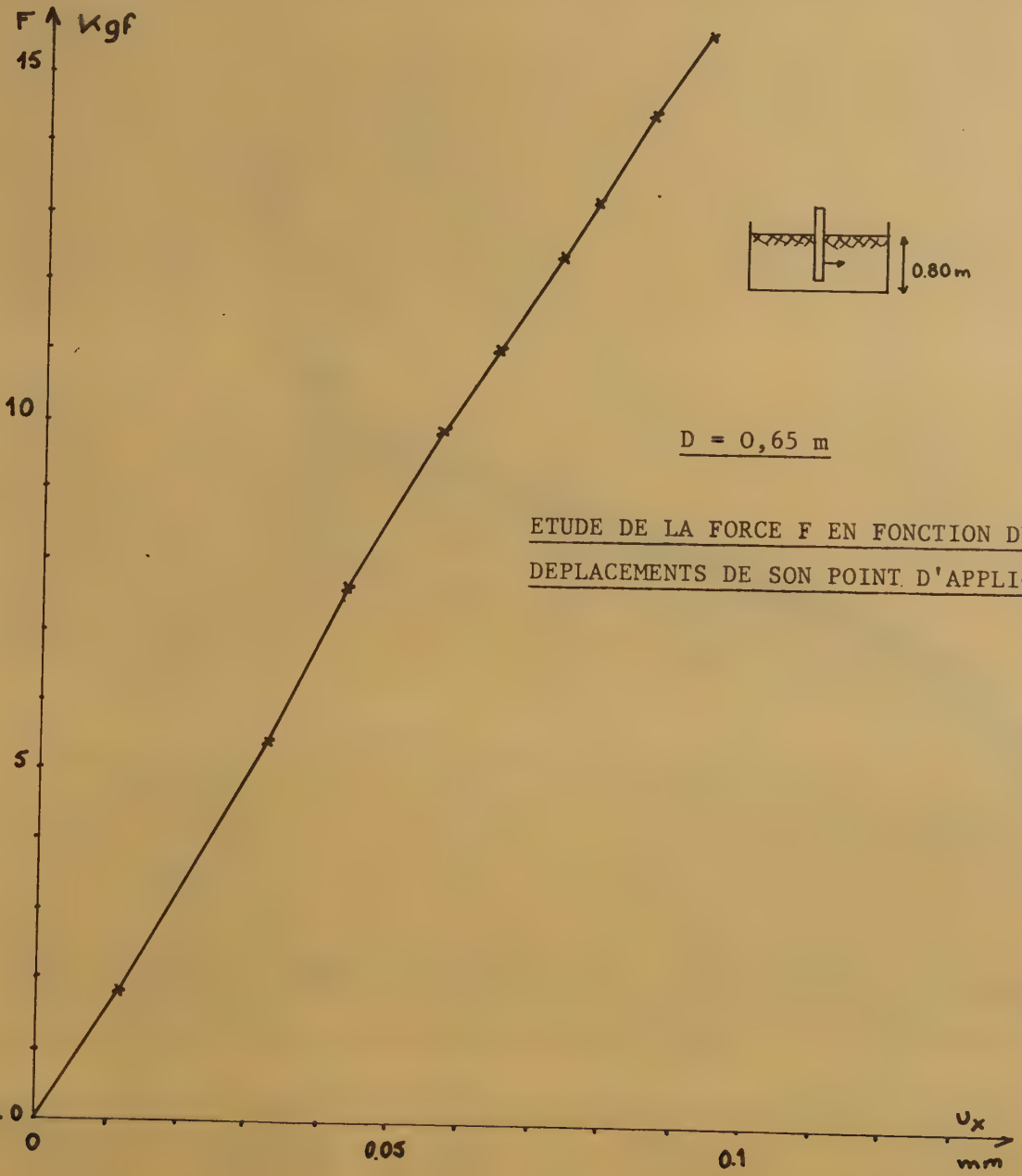
D = 0,65 0,55 m

h'= 0,25 0,20 m

Interprétation des résultats et remarques.

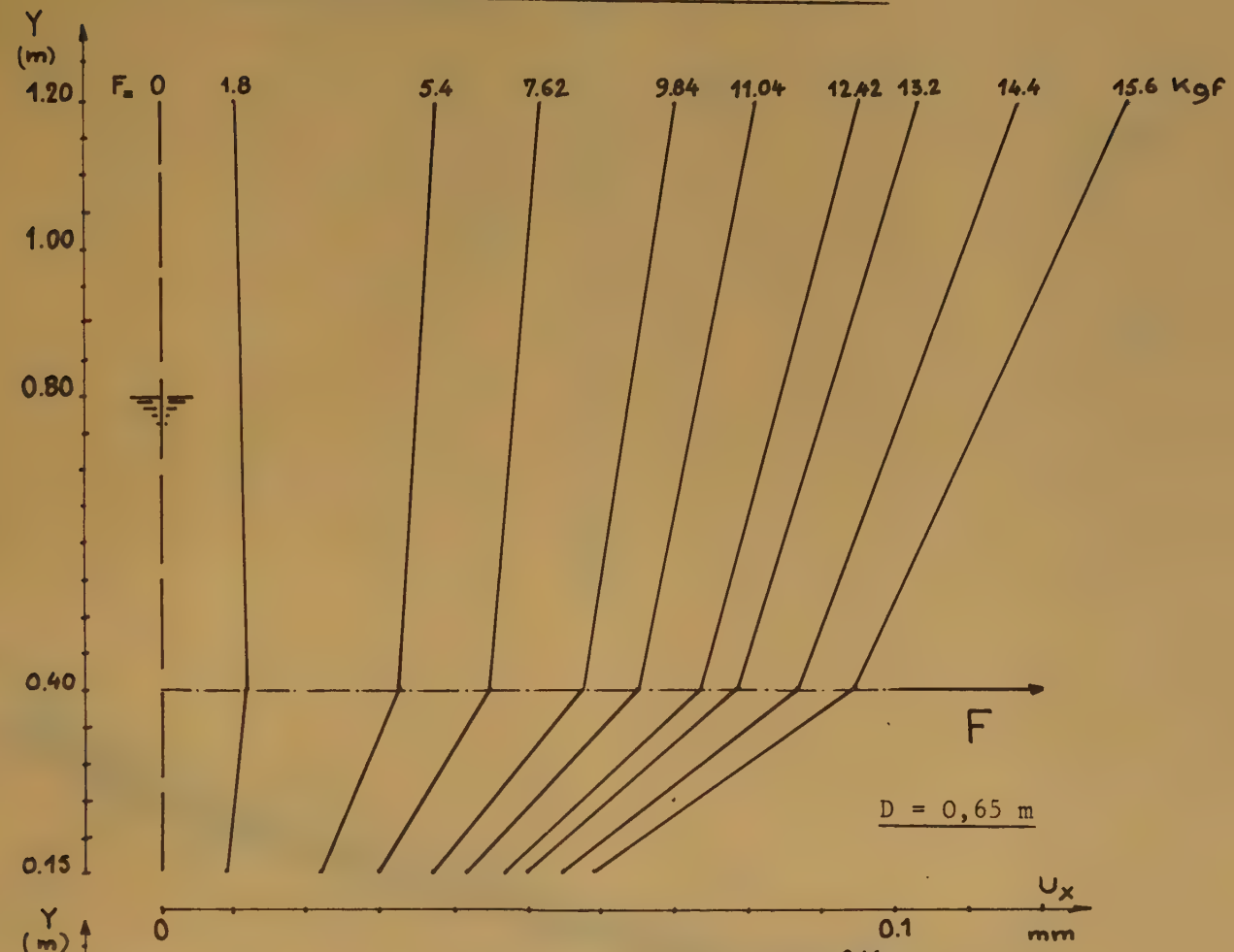
* Les déformées successives de l'écran (fig III A2) montrent que les déplacements sont faibles.
* Les contraintes horizontales σx normales à l'écran varient de manière sensiblement linéaire en fonction de la profondeur Y (fig III A3, III A4)
* Cependant, comme on le remarque sur la figure III A1 il semblerait que les incréments de forces horizontales introduites dans le calcul ne soient pas suffisants. En effet les courbes montrent une linéarité évidente. Nous n'observons pas une diminution de la pente de ces courbes pour la valeur maximale de F introduite dans le calcul. Aussi serait-il intéressant de poursuivre l'incrémentation de la force F jusqu'à obtenir sur ces courbes une sorte de palier similaire à celui observé sur les courbes III 3.

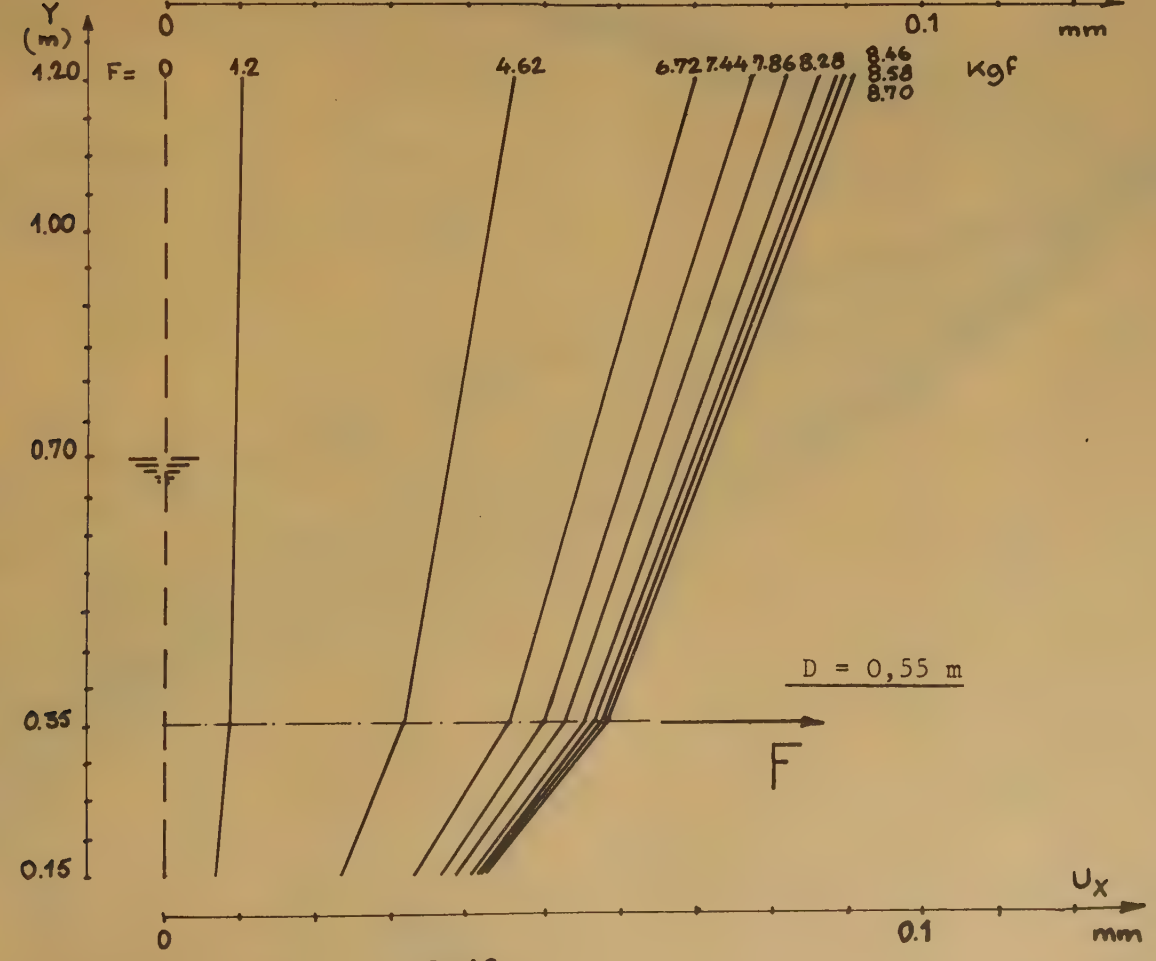


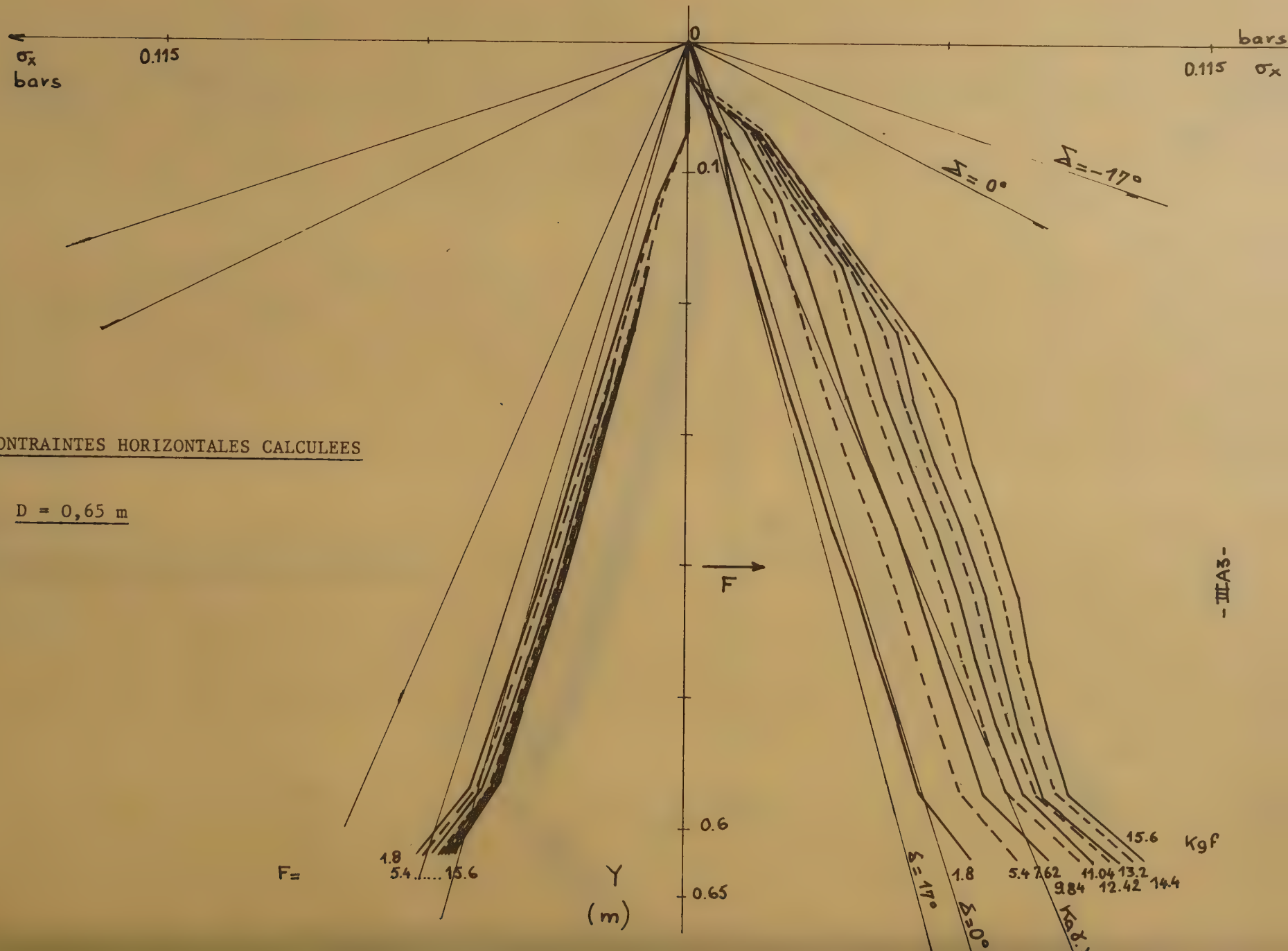


ETUDE DE LA FORCE F EN FONCTION DES DEPLACEMENTS DE SON POINT D'APPLICATION

ETUDE DES DEFORMES DU PIEU EN FONCTION DE F

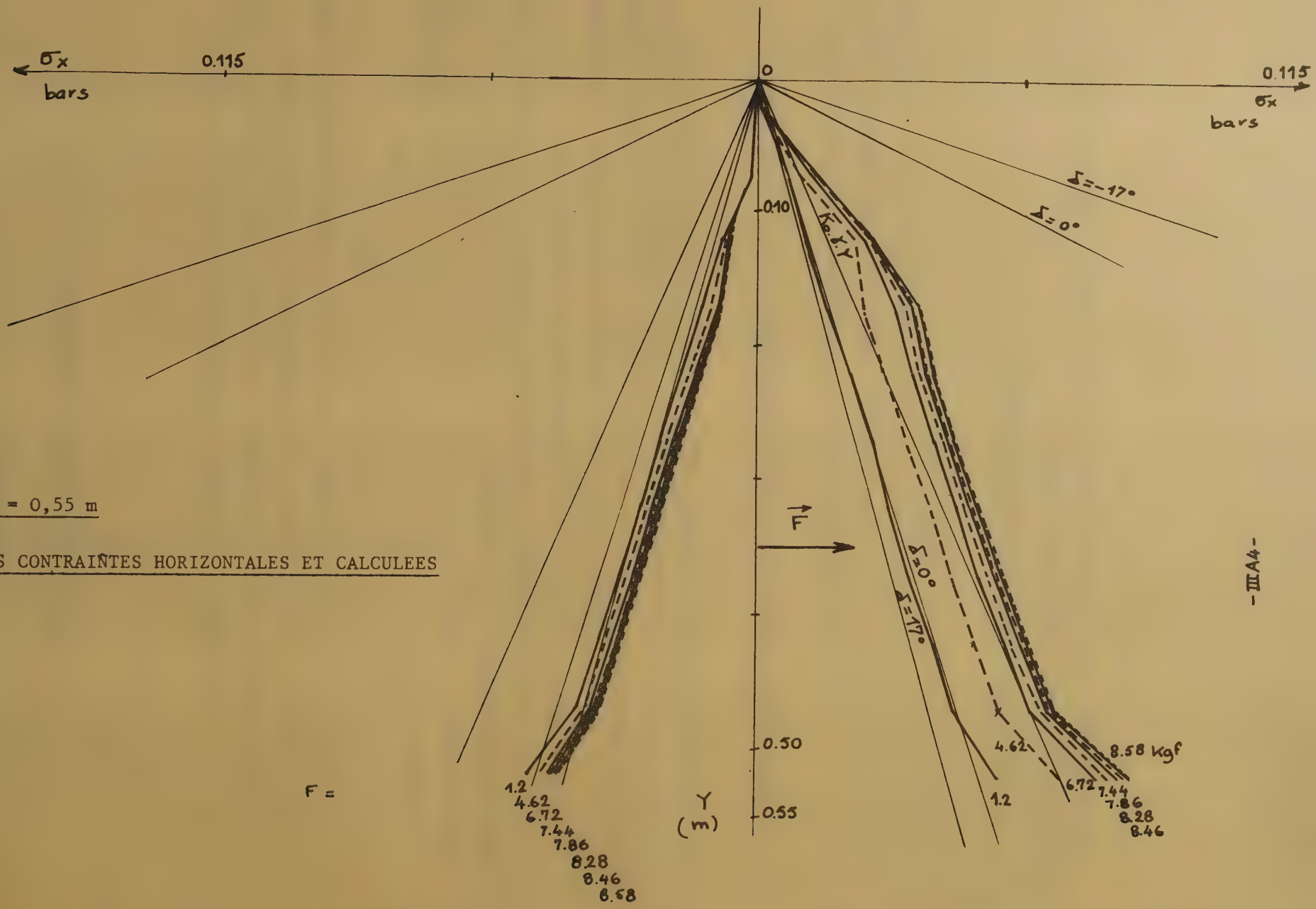






ETUDE DES CONTRAINTES HORIZONTALES CALCULEES

D = 0,65 m



D = 0,55 m

ETUDE DES CONTRAINTES HORIZONTALES ET CALCULEES

CHAPITRE IV

ESSAIS D'ARRACHEMENTS SUR DALLES

Les plaques d'ancrages utilisées pour l'étude de la force de translation dans une direction horizontale ou verticale sont des plaques en duralumin lisse de 1 cm d'épaisseur et de dimensions 10 X 10 cm^2 en général. Aucun artifice n'ayant été employé pour rendre les plaques rugueuses l'angle de frottement plaque-massif de rouleaux est de l'ordre de 17 à 19°.

La force de translation F est appliquée à la plaque par l'intermédiaire d'une bride de traction constituée de 2 tiges filetées de même longueur qui chevauchent le massif de rouleaux, et qui viennent se fixer perpendiculairement et rigidement à la plaque au moyen d'écrous.

De cette manière, la plaque est contrainte de se déplacer suivant la direction de la bride tout en restant perpendiculaire à celle-ci.

Les différents essais de translation horizontale et d'arrachement vertical des dalles au sein du massif de rouleaux ont été réalisés au laboratoire de Mécanique des Sols de Grenoble et les différents résultats concernant ces expériences ont été publiés dans la thèse de TRAN-VO-NHIEM (ref 41).

A- TRANSLATION HORIZONTALE des DALLES VERTICALES

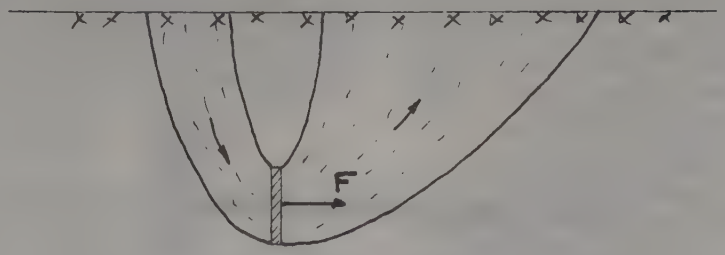
Les dalles étudiées dans ce paragraphe sont enterrées verticalement à la profondeur D et sont soumises à un effort d'arrachement horizontal appliqué rigidement en leur centre. Elles sont donc contraintes à se déplacer horizontalement tout en demeurant verticales.

I - Observations cinématiques expérimentales :

1) Dalles à faible profondeur (D/B < 3)

BOUCRAUT (ref 7) a observé les zones déplacées dans ce cas particulier .

Le schéma ci-dessous ainsi que la photo IV P1 mettent en évidence une zone plus évasée vers l'avant de la dalle.



translation horizontale

On peut remarquer que l'horizontalité de la surface libre est affectée au cours de l'essai.

2) Dalle moyennement profonde ($3 < D/B < 6$)

Lorsque la dalle se trouve enterrée à une profondeur relativement importante (D/B de l'ordre de 3 à 6) la zone du massif déplacée par la dalle atteint encore la surface libre du massif. Cependant, on pourra remarquer sur la photo IV P2 que la surface latérale affectée par le déplacement de la dalle est moins étendue que dans le cas où $D/B < 3$

3) Dalle à grande profondeur : $D/B > 6$

Lorsque la dalle se trouve à grande profondeur $D/B > 6$ la surface libre du massif durant les essais, ne se trouve plus perturbée par le déplacement de la dalle.

On peut remarquer sur la photo IV P3 que le phénomène local de grandes déformations du sol autour de la dalle moyennement profonde s'est accentué. On observe que, contrairement à l'étude de la dalle horizontale pour les grandes profondeurs (cf paragraphe B) où l'on a apparition de 2 cylindres égaux centrées sur les deux bords de la dalle, l'étude de la dalle verticale révèle que le cylindre centré sur le bord supérieur de la dalle a grandi au détriment de l'autre pour couvrir finalement toute la largeur B de la dalle.

Dans la réalité, le mouvement circulaire du sol autour de la dalle n'est pas continu comme le montre les photographies IV P3 mais il se produit d'une manière saccadée. Le sol devant la dalle se trouve comprimé ; il se détend ensuite en comblant le vide qui vient d'être créé derrière la dalle par le déplacement de cette dernière.

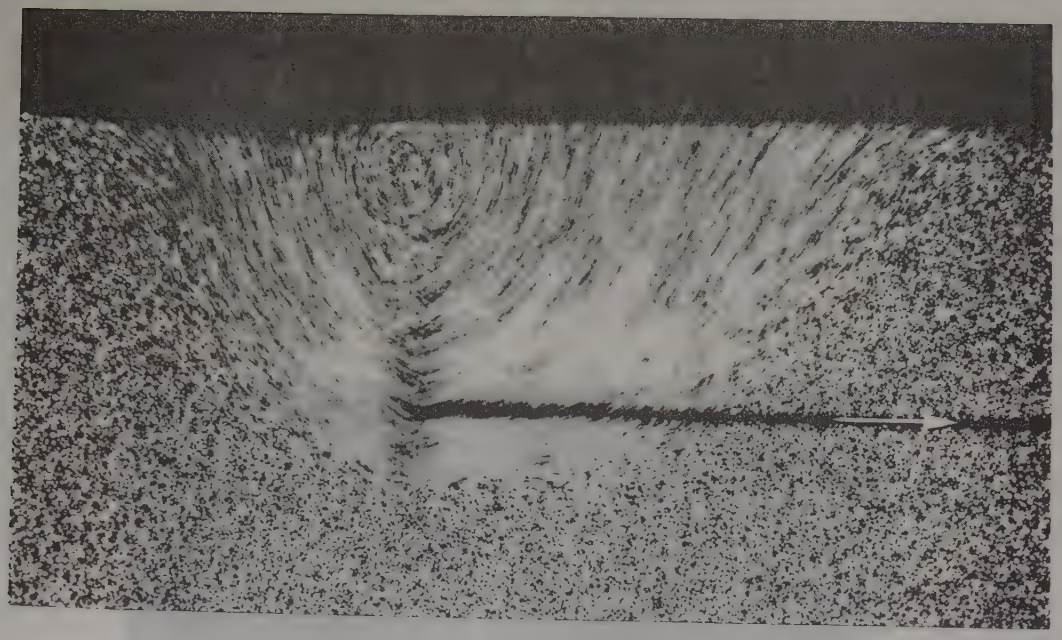


Photo IV P1 D/B = 2

Photo IV P2 D/B = 4

Photo IV P3 D/B = 8

Conclusion : En ce qui concerne l'étude des différents schémas théoriques proposés à ce jour il sera nécessaire de se référer à MONTEL (ref 26), à MARTIN (ref 24) et à NHIEM pour en avoir un exposé détaillé. La figure IV 3 met en évidence les comparaisons des différents schémas proposés aux résultats d'essais et de calculs par éléments finis.

II - Détails des calculs par éléments finis :

1) Caractéristiques des matériaux

Tous les calculs effectués ont été réalisés en prenant les caractéristiques de matériaux énoncées au chapitre II.
à savoir :

a) pour le massif de petits rouleaux

$c = o\ t/m^2$ $\quad n = 0,65$ $\quad \nu = 0,56$

$\phi = 26°$ $\quad Rf = 0,86$ $\quad Ko = 0,56$

$\gamma = 2,3\ t/m^3$ $\quad K = 1000$

b) pour l'écran

$\gamma = 2,3\ t/m^3$

$E = 1\ 000\ 000\ t/m^2$

$\nu = 0,333$ $\quad Ko = 0,50$

$f = 17°$

2) Différents types de calculs

Nous avons conservé pour toute cette étude le même type de calcul. Cependant, nous avons utilisé 2 séries de maillages différents afin d'éviter un nombre de noeuds et de mailles inutiles très important.

a) Utilisation du maillage I (fig IV 1)

Le maillage I a été utilisé pour traiter le problème des dalles à faibles profondeurs (D/B = 2) et des dalles moyennement profondes (D/B = 4)

b) Utilisation du maillage II (fig IV 2)

L'étude des dalles à des profondeurs supérieures à 40 cm n'étant pas réalisable à partir du maillage I, nous avons introduit le maillage II permettant de traiter les problèmes pour les dalles telles que D/B = 6 et D/B = 8.

c) Conditions aux limites

Dans les 2 cas les conditions aux limites sont les suivantes :
- Sur les 2 verticales extrêmes les noeuds sont fixés horizontalement. Ils sont libres de se déplacer verticalement.
- Sur l'horizontale du fond du cadre les noeuds sont fixés en X et Y.

3) Résultats

a) Courbes d'arrachement

Nous avons tracé les courbes F = F (uy), uy étant le déplacement vertical du point d'application de la force horizontale F (fig IV 5,13, 20, 27). Nous constatons à partir de D/B = 4 un léger enfoncement de la dalle dès le début de l'application des forces puis une remontée de la dalle jusqu'à une valeur de F correspondant sensiblement à la valeur de F_{max} : F_{max} étant bien sûr la valeur de l'asymptote obtenue sur les courbes F = F (ux) (fig IV 4, 12, 19, 26). Les valeurs des paliers des différentes courbes F = F (ux) nous donnent les valeurs de la force provoquant la rupture au sein du massif.

b) Evolution des contraintes horizontales sur l'axe vertical passant par la dalle. Les figures IV 6, 10, 14, 21, 28, 32 mettent en évidence l'apparition d'un creux de contraintes au dessus et au dessous de la dalle dans la zone située en avant de l'axe considéré.

L'apparition d'un creux de contraintes derrière la dalle est évidemment compréhensible vu le sens de l'application de l'effort horizontal F.

c) Contraintes sur la dalle.

Les figures IV 7, 15, 22, 29 montrent un resserrement des contraintes vers le centre de la dalle. L'apparition d'un creux de contraintes vers le centre et vers l'avant de la dalle, s'accentuant en fonction de la profondeur peut être mis en parallèle avec le même phénomène plus facilement interprétable que l'on observera dans le paragraphe suivant concernant les dalles horizontales.

d) Deformées de la dalle et déplacements dans le massif.

Les figures des déplacements de la dalle suivant les valeurs de F (fig IV 8, 16, 23, 30) regroupent les résultats trouvés pour les courbes d'arrachement. Les déplacements dans le massif (fig IV 9, 17, 24; 31) montrent effectivement les zones de grandes déformations. Nous pouvons remarquer que pour les faibles profondeurs (D/B = 2, D/B = 4) on observe bien un schéma de rupture similaire à celui indiqué sur la photos IV P1 et IV P2. Pour des valeurs de D/B supérieures à 4, nous avons des différences plus sensibles. Cela vient probablement du fait que le mouvement des rouleaux s'effectue de manière saccadée.

Le calcul ne peut traduire, actuellement les déplacements des particules de l'avant vers l'arrière de la dalle.

Les déplacements de la surface libre schématisés sur les figures IV 11, 18, 25, 32 montrent que plus la dalle est à une profondeur élevée moins la surface libre est affectée.

B - ARRACHEMENT VERTICAL des DALLES HORIZONTALES

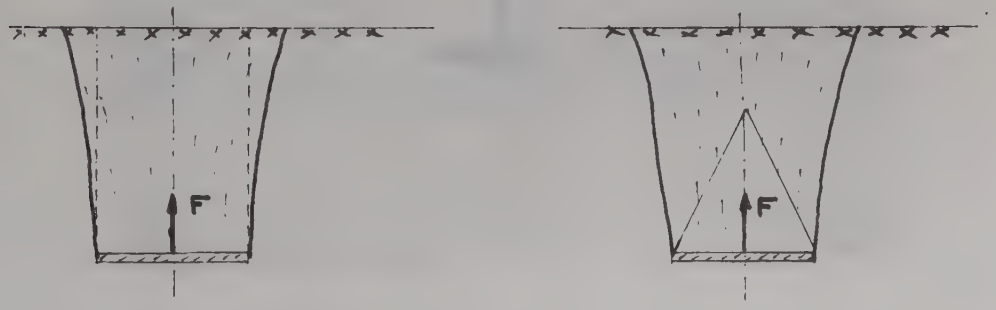
Nous étudionsle cas d'une dalle filante rigide de longueur L grande par rapport à la largeur B (problème plan), son épaisseur étant supposée négligeable. Cette dalle enterrée horizontalement à la profondeur D est soumise à un effort d'arrachement vertical qui est rigidement appliqué au centre de la dalle, de sorte que celle-ci est contrainte à se déplacer verticalement tout en restant horizontale.

I - Observations cinématiques :

1) Dalles à faible et moyenne profondeurs (D/B < 7)

On observe sur les photographies IV P4, IV P5 que la zone du massif soulevée par la dalle à une forme évasée vers le haut et symétrique par rapport à la direction de l'effort
MARTIN, JASPAR et SHTENKO (ref 19) assimilent cette zone à un trapèze ayant la dalle pour petite base et qui se soulève solidairement à la dalle.

Cependant il semble qu'en début d'essai, il y ait formation d'un cylindre vertical solidaire de la dalle et au cours du soulèvement ce cylindre se réduise à un cône triangulaire symétrique pointé vers le haut (schéma ci-dessous).



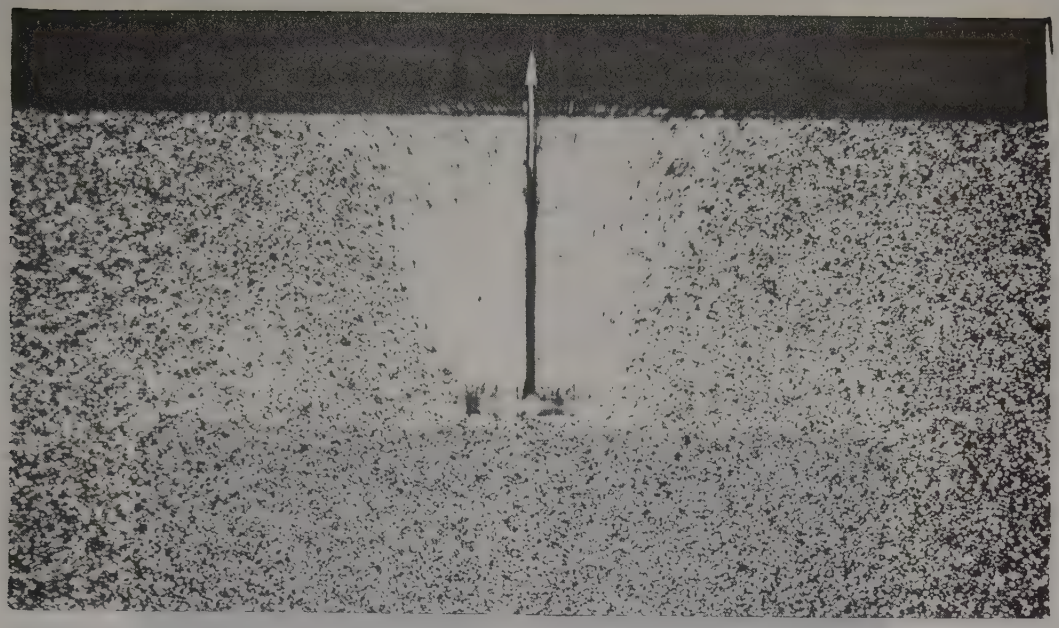


Photo IV P4 D/B = 2

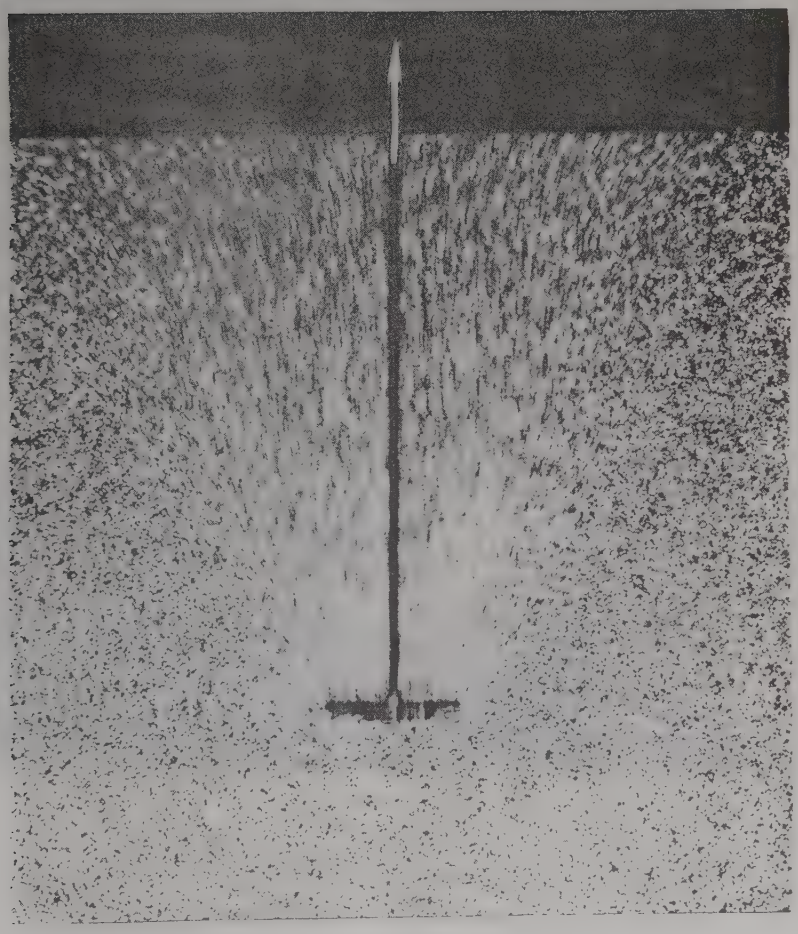


Photo IV P5 D/B = 4

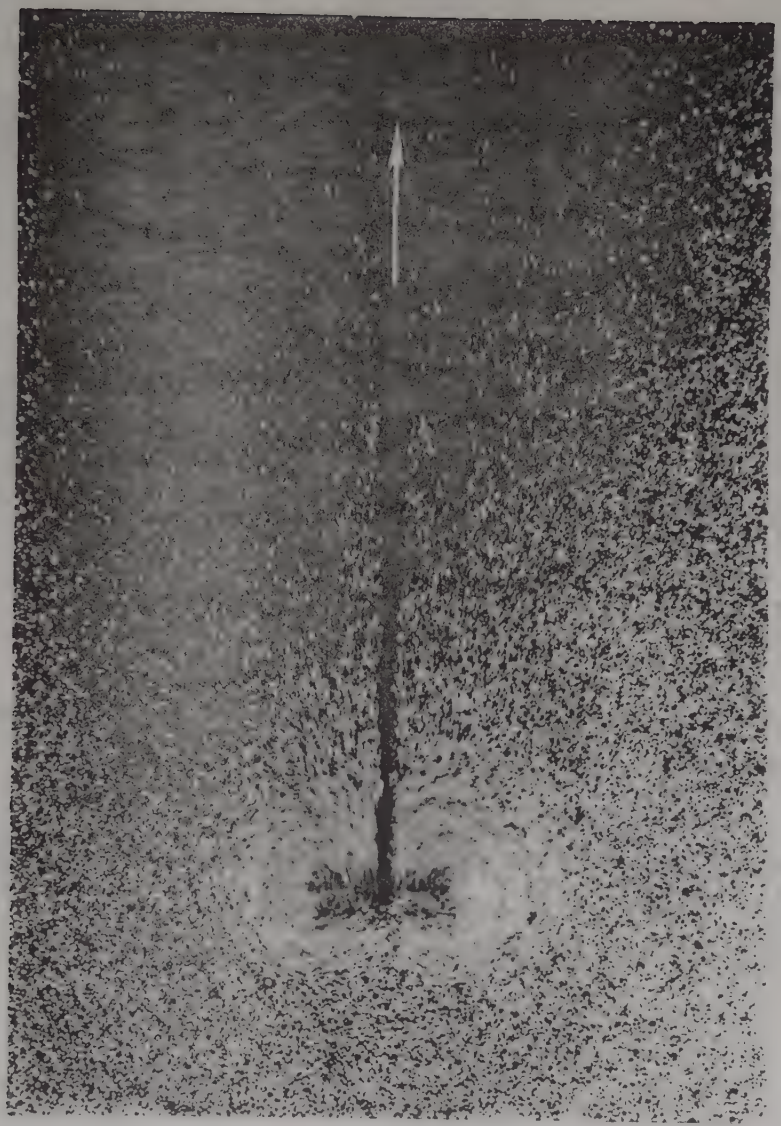


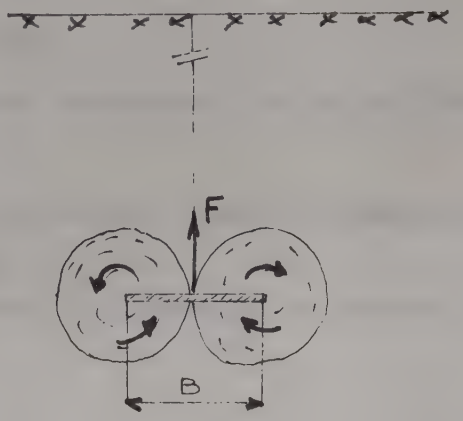
Photo IV P6 D/B = 8

2) Dalles à grandes profondeurs (D/B > 7)

Lorsque la dalle se trouve à grande profondeur, la surface libre du massif n'est plus perturbée par le soulèvement de la dalle. La photographie IV P6 montre en effet que les grandes déformations du massif restent principalement localisées autour de la dalle. Nous pouvons remarquer que le sol tourne autour de deux axes qui se confondent pratiquement avec les 2 bords longitudinaux de la dalle.

En réalité, le mouvement circulaire du sol autour de la dalle n'est pas continu, mais se produit toujours par saccades : le sol comprimé tout d'abord par le soulèvement de la dalle se détend ensuite pour combler les vides ainsi créés en dessous.

On remarquera que les figures IV a et IV b ne schématisent que 2 phases extrêmes d'un phénomène évolutif suivant la profondeur D.

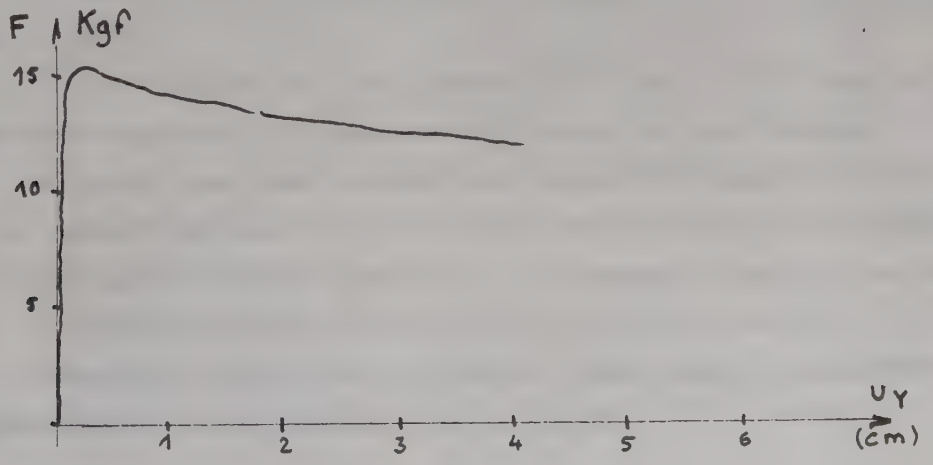


IV b

3) Commentaires sur les résultats expérimentaux de la force d'arrachement

On n'enregistre pas au cours de l'arrachement d'une dalle (schéma IV c) un maximum de l'effort nettement distinct du "palier". (effort correspondant au régime de soulèvement ou de grand déplacement).

Après avoir atteint une valeur limite, l'effort d'arrachement mesuré diminue régulièrement avec le soulèvement vertical.



IV c

La figure IV 35 montre que la force d'arrachement limite varie avec le carré de la profondeur D de la dalle lorsque la profondeur est telle que D/B ne dépasse pas 7.

A plus grandes profondeurs (dalle profonde D/B > 7) la variation de la force est plutôt linéaire en D. D'ailleurs, pour ces profondeurs, le phénomène de cisaillement local du sol autour de la dalle introduit une plus grande dispersion dans les résultats expérimentaux. L'exposé des schémas théoriques mentionnés sur la figure IV 35 a été traité par MONTEL, CAPELLE et NHIEM.

II - Détails des calculs par éléments finis :

1) Les caractéristiques des matériaux sont identiques à celles utilisées pour l'étude des dalles verticales.

2) Nous avons à partir du maillage IV 34 effectué 4 calculs permettant l'étude des dalles telles que D/B = 2, 4, 6 et 8.

Les conditions aux limites sont les mêmes que celles utilisées pour les maillages IV 1 er IV 2.

3) Résultats.

a) Courbes d'arrachement vertical F = F (u_Y) u_Y est le déplacement vertical du point d'application de l'effort F.

Les courbes IV 36, 42, 48, 54 présentent toutes un palier correspondant à la force F d'arrachement. On remarquera que les valeurs de ces différents efforts sur la courbe IV 35, concordent avec les résultats des essais.

b) Evolution des contraintes verticales sur l'axe horizontal passant par la dalle.

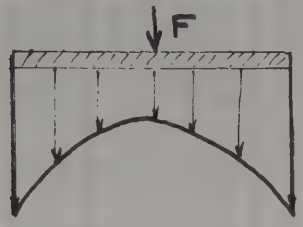
Il est à noter sur les figures IV 37, 43, 49, 55 que de chaque côté de la dalle apparait la formation d'un creux de contraintes.

De plus, plus nous considérons des points éloignés du point d'application de la force F et plus les contraintes verticales se rapprochent de la contrainte verticale en massif indéfini $\gamma.D$ (γ masse volumique des rouleaux).

c) Contraintes sur la dalle (fig IV 38, 44, 50, 56)

Comme pour les dalles verticales, nous avons un groupement des points représentatifs vers le centre de la dalle.

De plus,il y a apparition au dessus de la dalle d'un creux de contraintes au centre. Ceci est en accord avec les résultats publiés dans les ouvrages de LEONARDS (réf 21) par exemple, concernant les contraintes sous les dalles rigides soumises à des efforts centrés (schéma IV d).



IV d

En effet, abstraction faite du poids des rouleaux situés au dessus de la dalle, notre problème est identique au problème indiqué ci-dessus.

d) Déplacement des points de la dalle et déplacements dans le massif.

Les différentes positions de la dalle suivant les valeurs de F (fig IV 39, 45, 51, 57) montre que la rigidité de la dalle par rapport au massif est grande et que les déplacements suivent l'évolution des contraintes .

Au sein du massif (fig IV 40, 46, 52, 58) nous pouvons faire les mêmes remarques que celles faites pour les dalles horizontales à savoir que le schéma de rupture du sol coïncide avec celui observé sur les photos IV P4 et IV P5 pour D/B = 2 et D/B = 4.

Pour des valeurs de D/B supérieures, nous nous heurtons aux mêmes difficultés que dans le paragraphe précédent, c'est à dire que nous ne pouvons traduire actuellement par le calcul l'effet de cisaillement local autour de la dalle.

Les déplacements des points de la surface libre (fig IV 41, 47, 53) nous montrent par contre que plus la dalle est à grande profondeur et moins la surface libre est affectée par l'application des efforts.

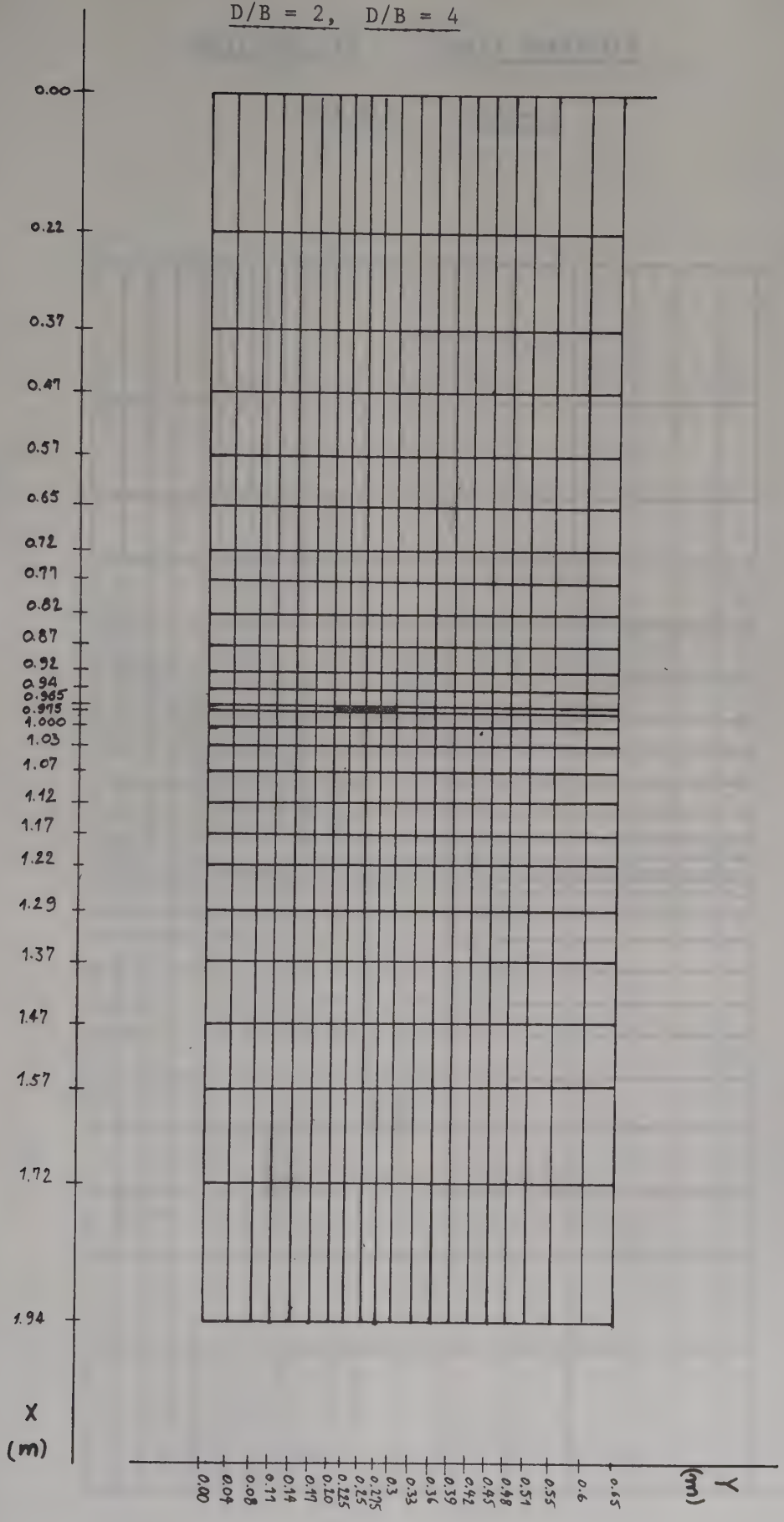
4) Conclusion.

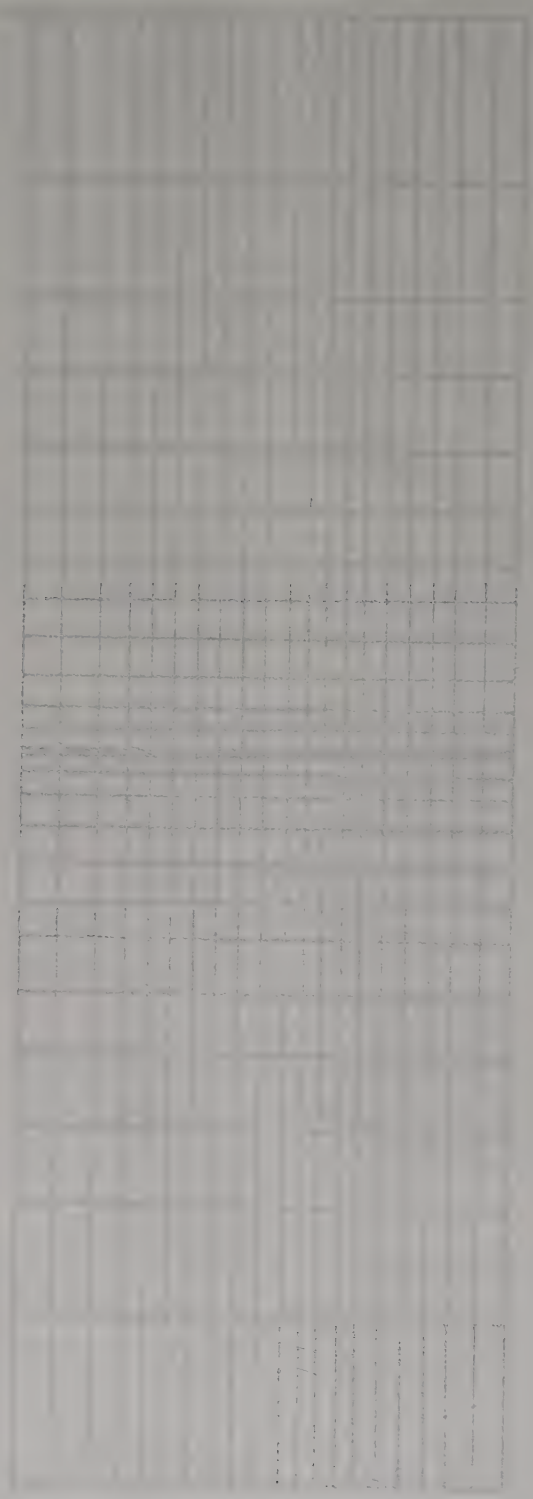
A partir de tous les résultats obtenus nous sommes conduits à penser qu'une analogie mathématique entre les dalles horizontales et verticales doit être possible.

Il serait interressant de superposer par exemple au schéma des contraintes obtenues dans le cas des dalles horizontales, un schéma triangulaire résultant de la différence de niveau du bord supérieur et inférieur de la dalle verticale correspondante, afin de retrouver éventuellement les schémas de contraintes obtenus pour les dalles verticales.

MAILLAGE I DALLE VERTICALE

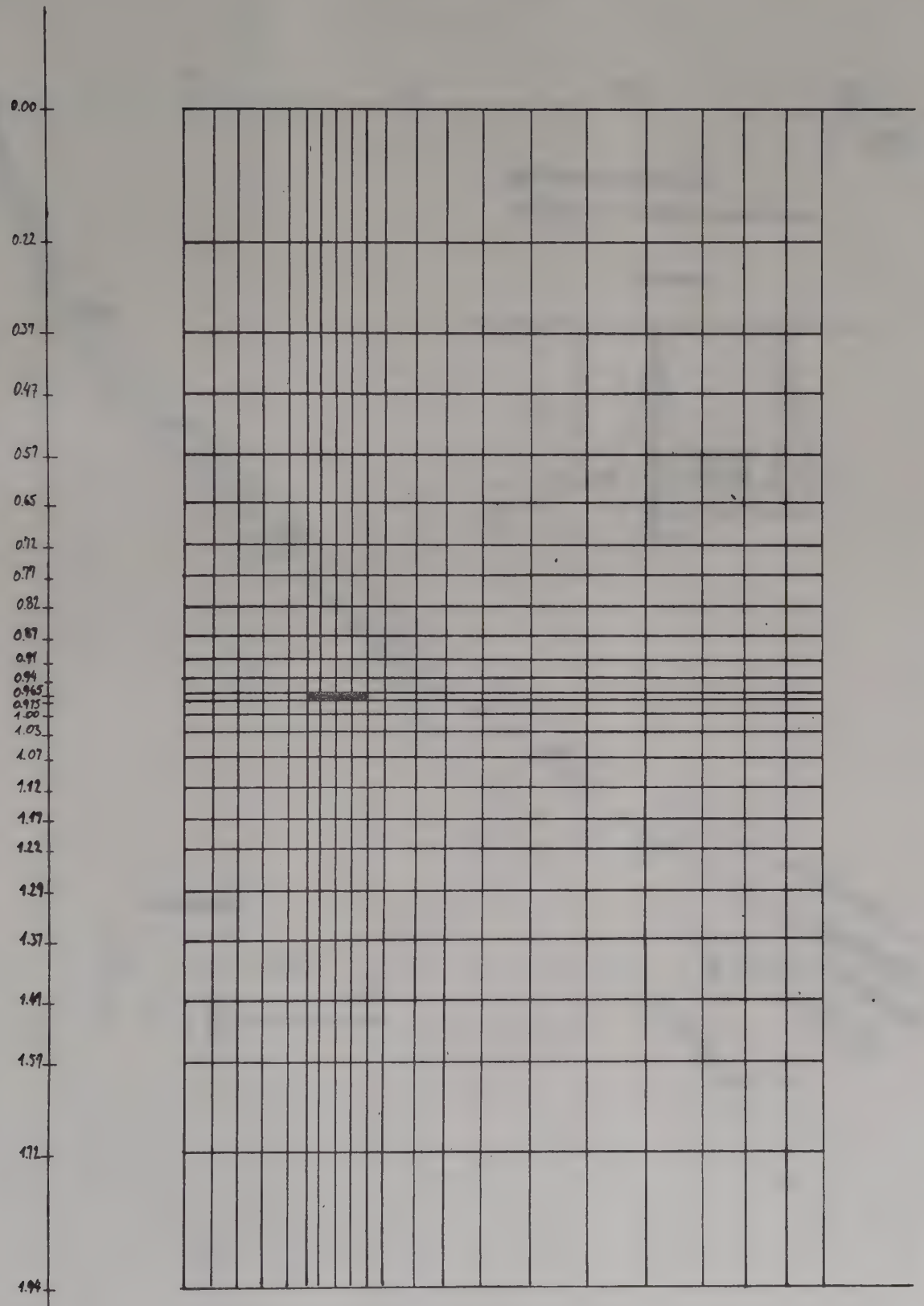
D/B = 2, D/B = 4

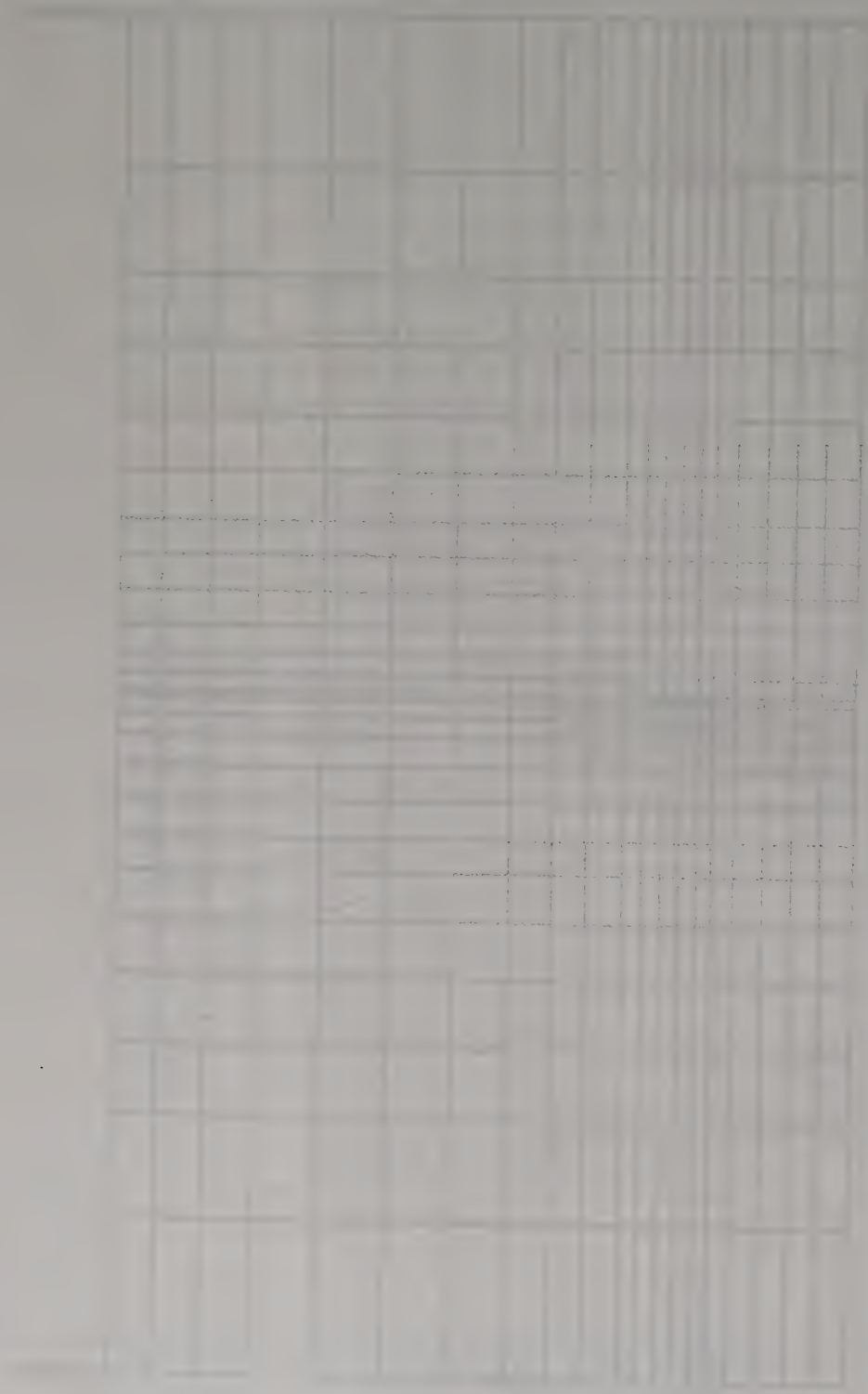




MAILLAGE II DALLE VERTICALE

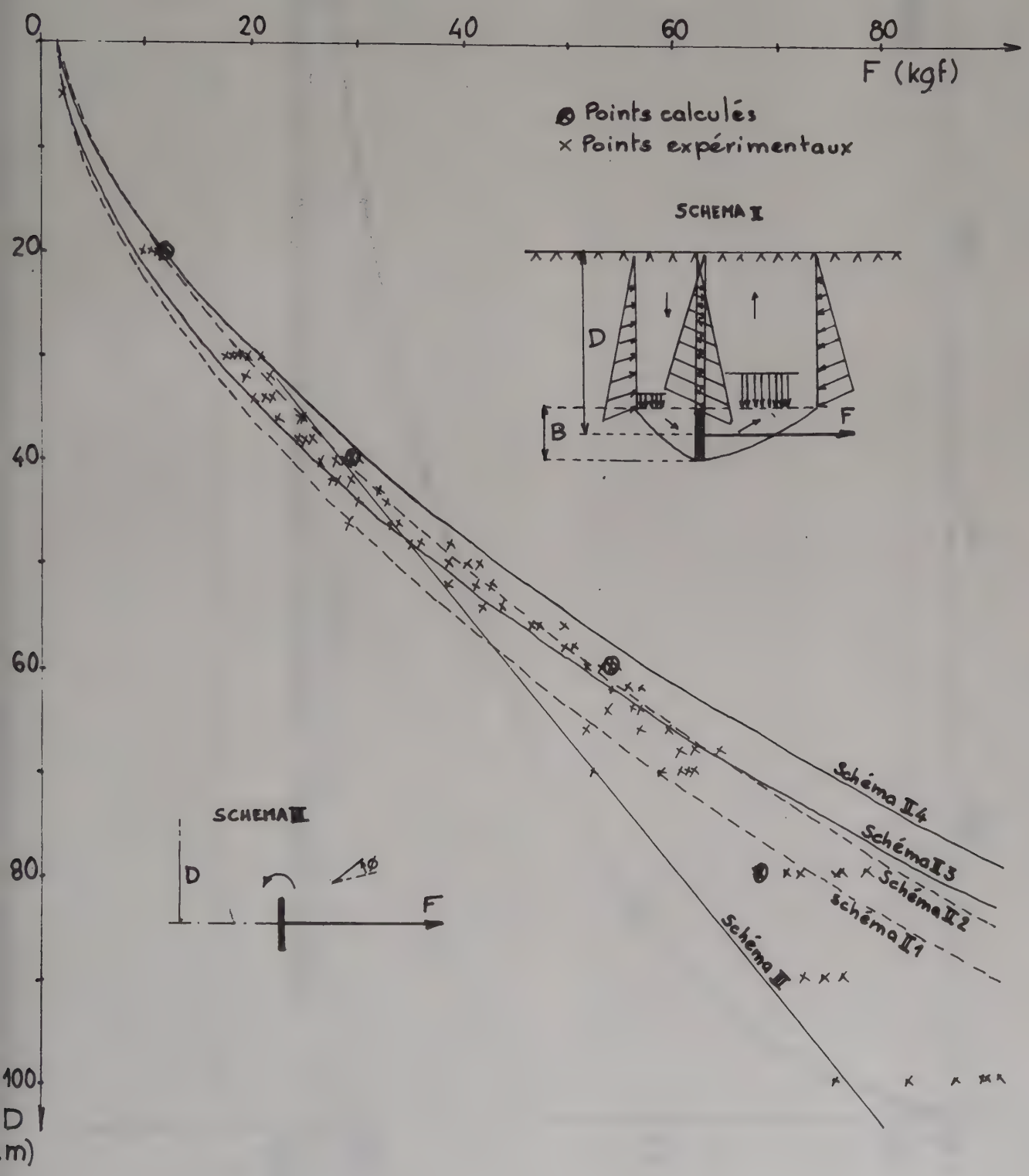
D/B = 6 , D/B = 8





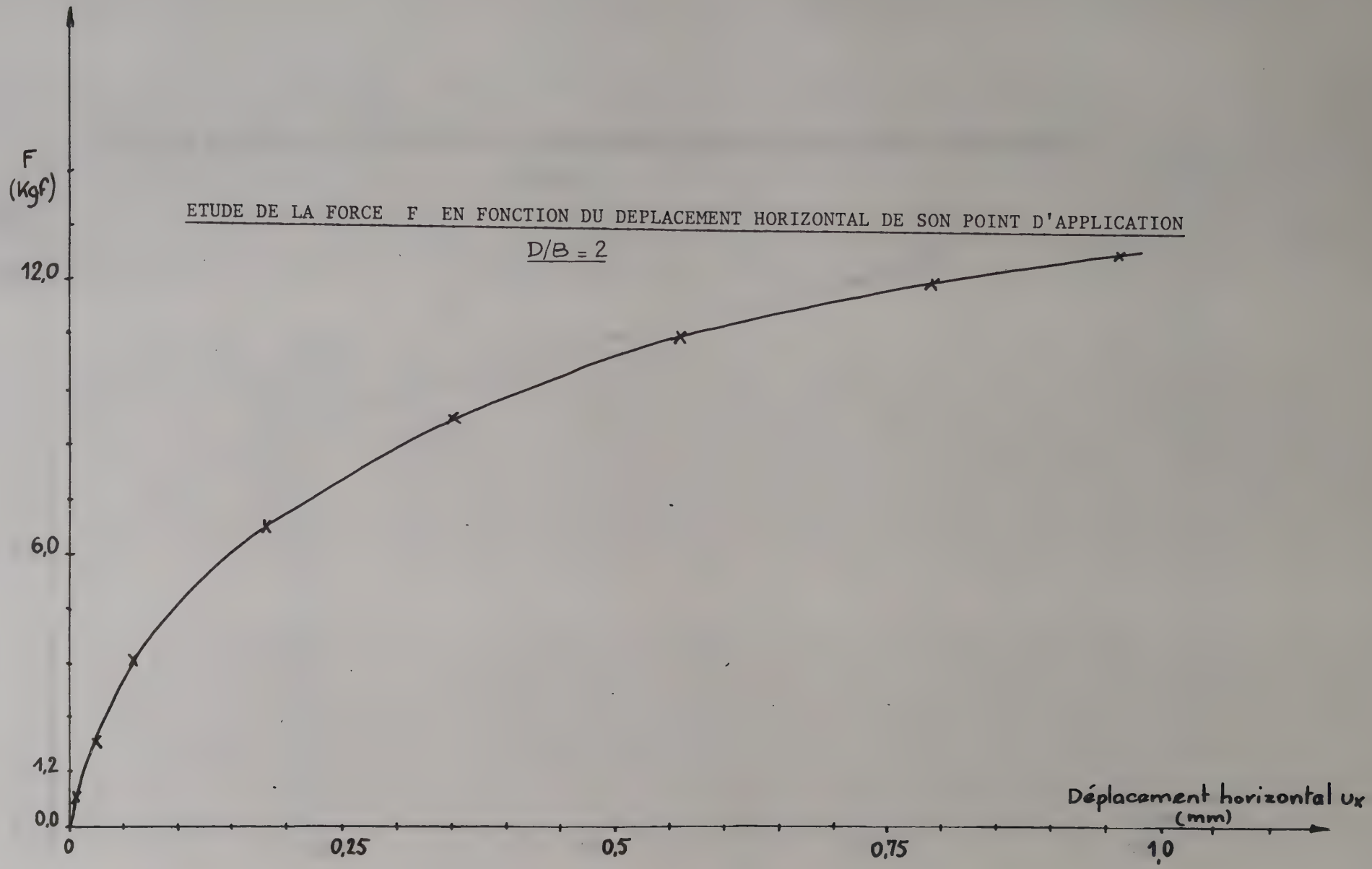
DALLES VERTICALES

COMPARAISON DES RESULTATS THEORIQUES ET EXPERIMENTAUX



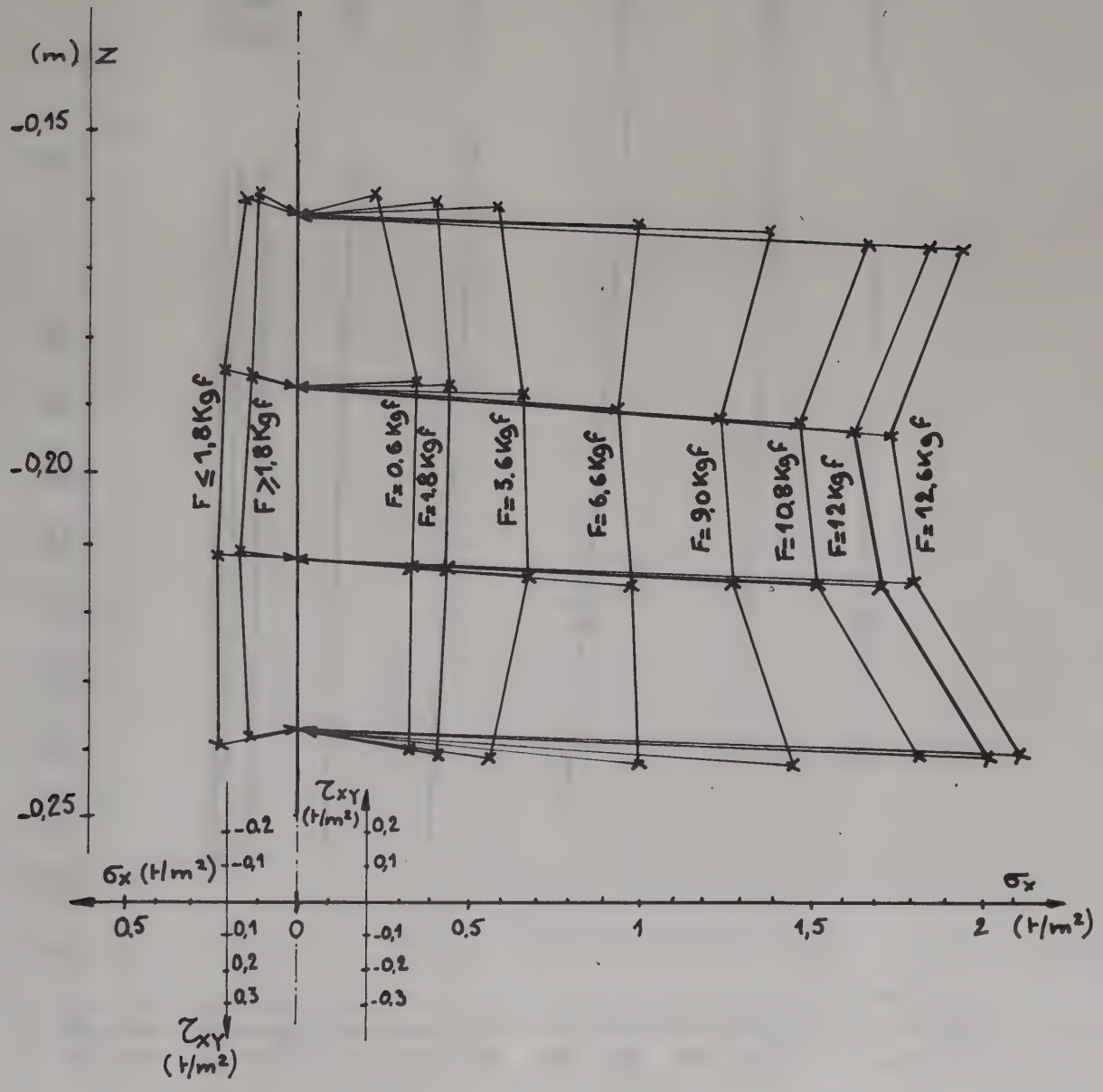
ETUDE DE LA FORCE F EN FONCTION DU DEPLACEMENT HORIZONTAL DE SON POINT D'APPLICATION

D/B = 2



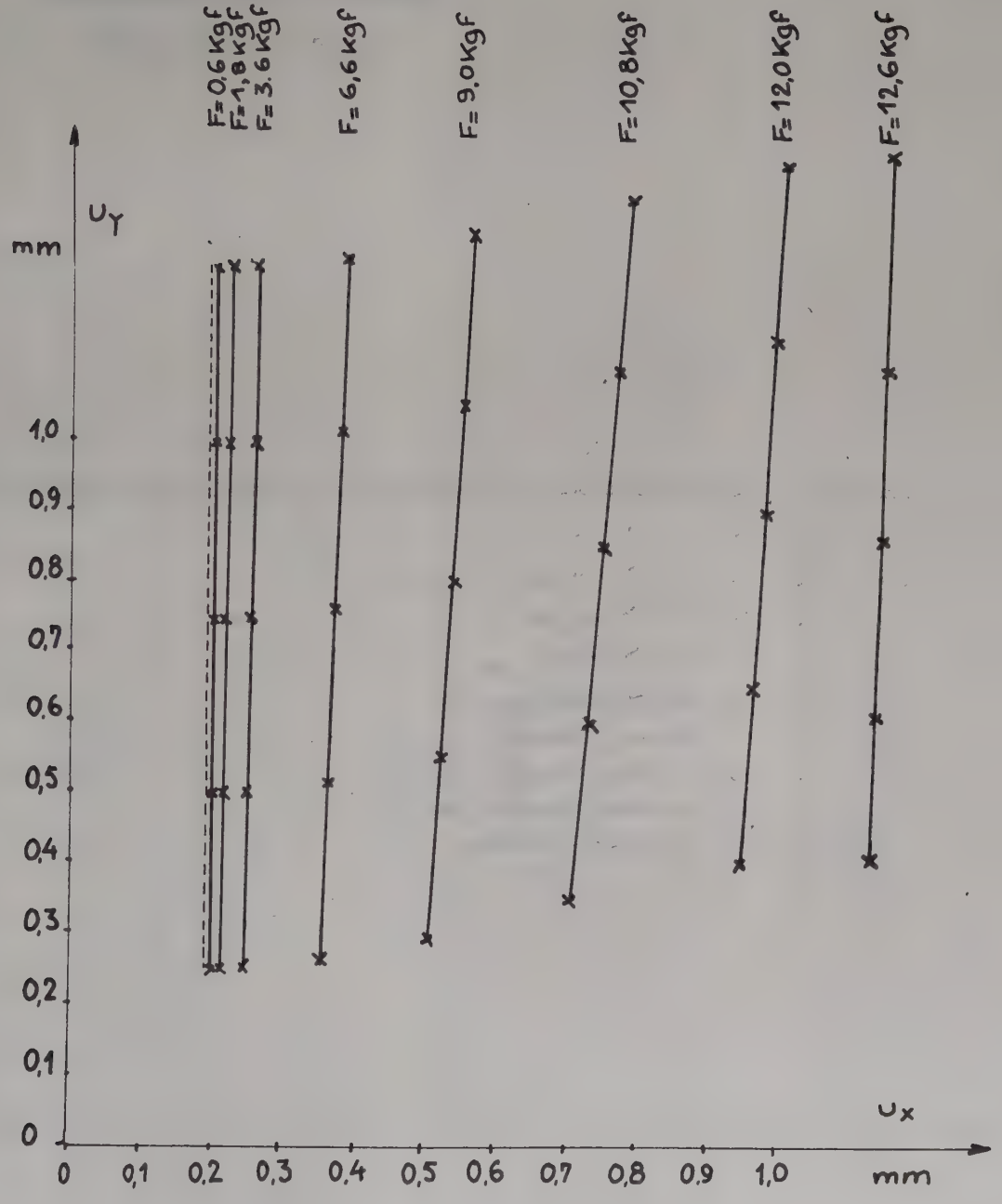
CONTRAINTES HORIZONTALES SUR LA DALLE VERTICALE

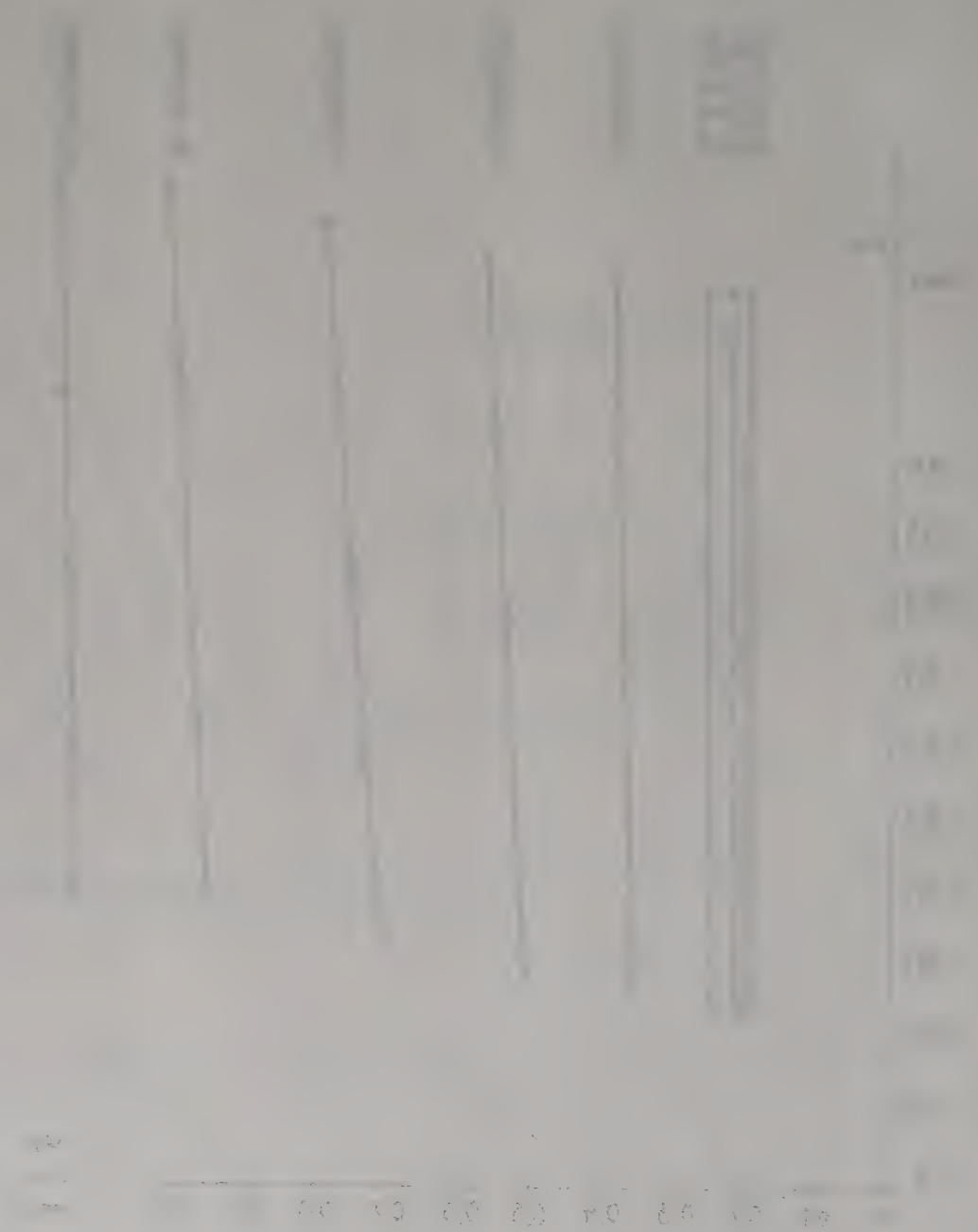
D/B = 2



DEPLACEMENTS DES POINTS DE LA DALLE SUIVANT LES VALEURS DE F

D/B = 2

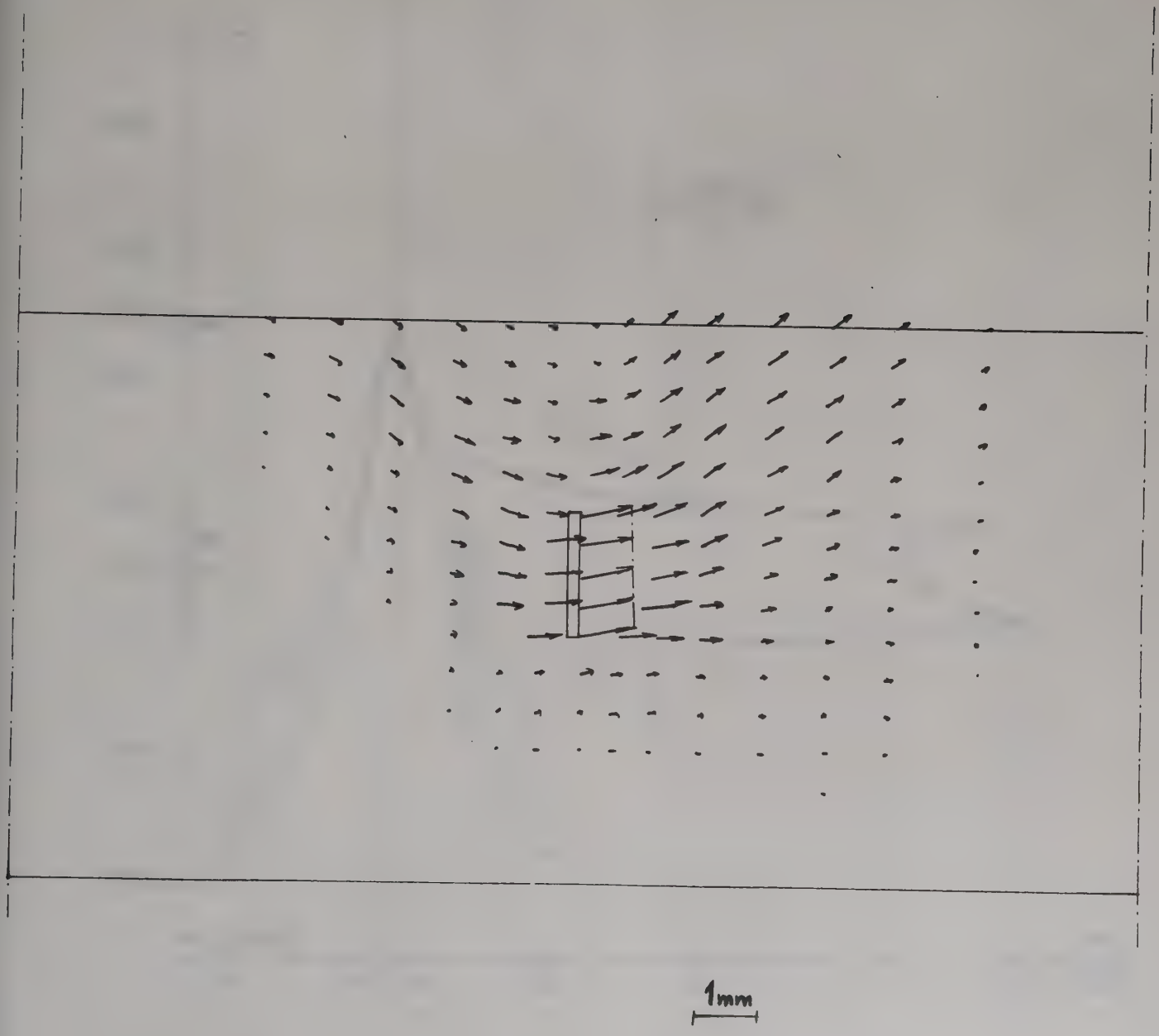




F = 12 Kgf

DEPLACEMENTS DANS LE MASSIF

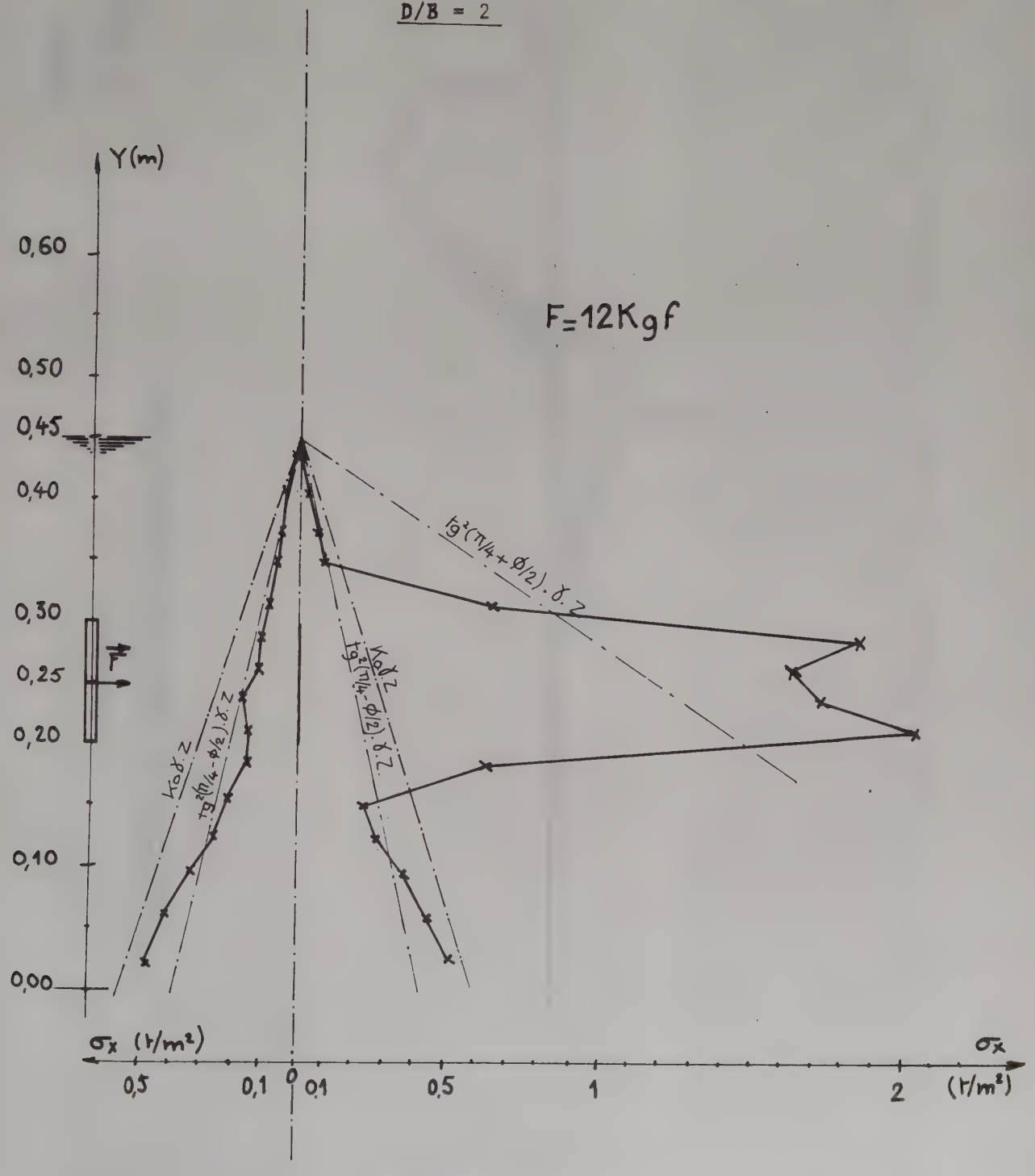
D/B = 2 Ech: 1/5

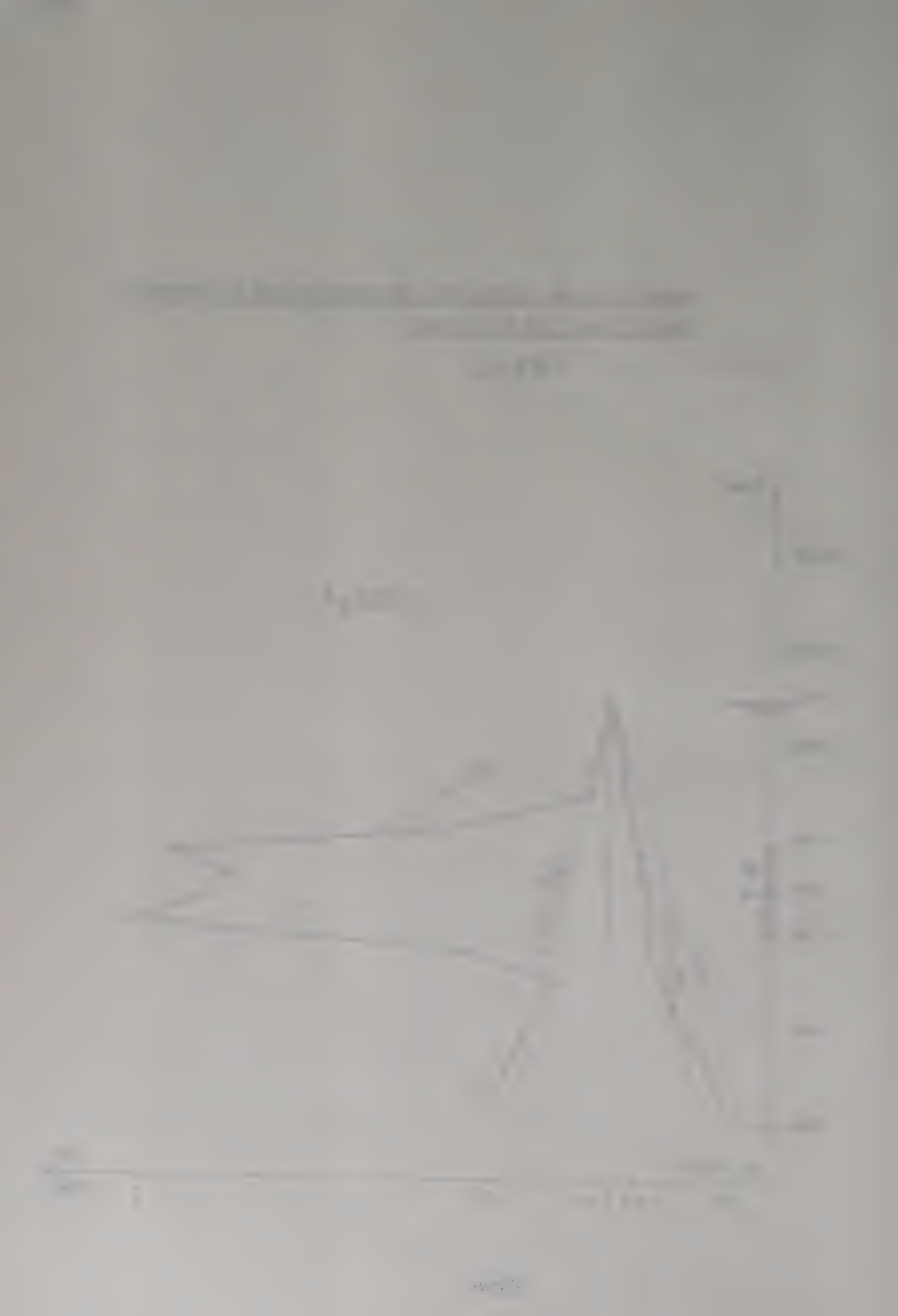


1mm

REPARTITION DES CONTRAINTES HORIZONTALES SUR LA VERTICALE PASSANT PAR L'AXE DE LA DALLE

D/B = 2



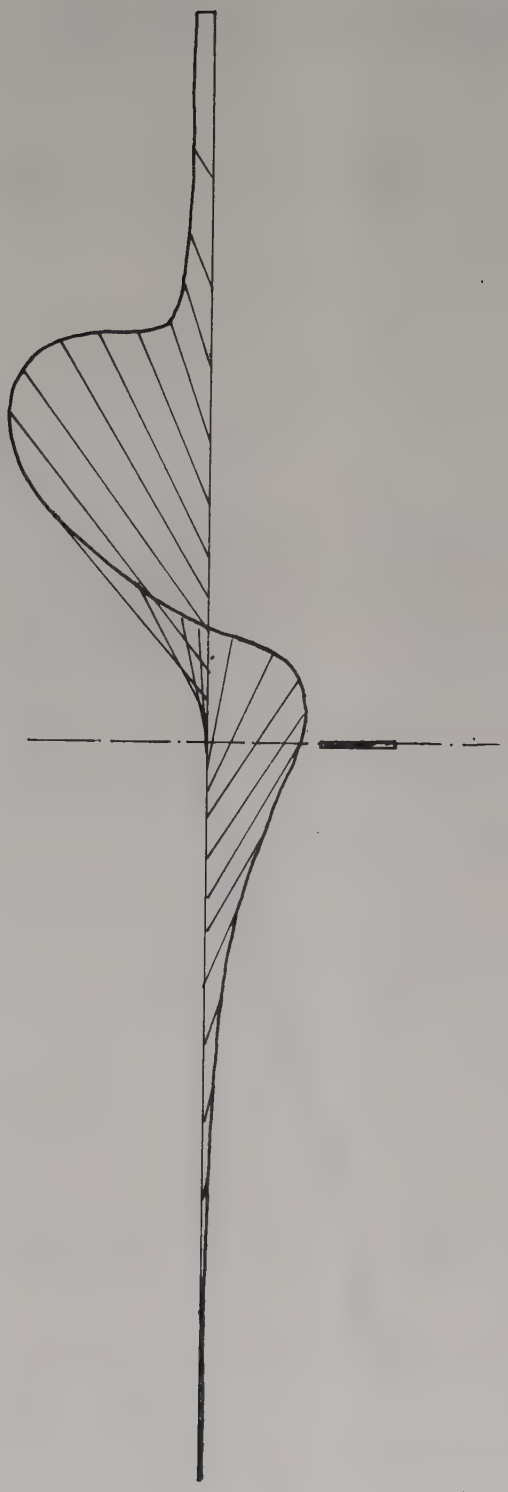


DEPLACEMENTS DES POINTS DE LA SURFACE LIBRE

D/B = 2

0,1mm

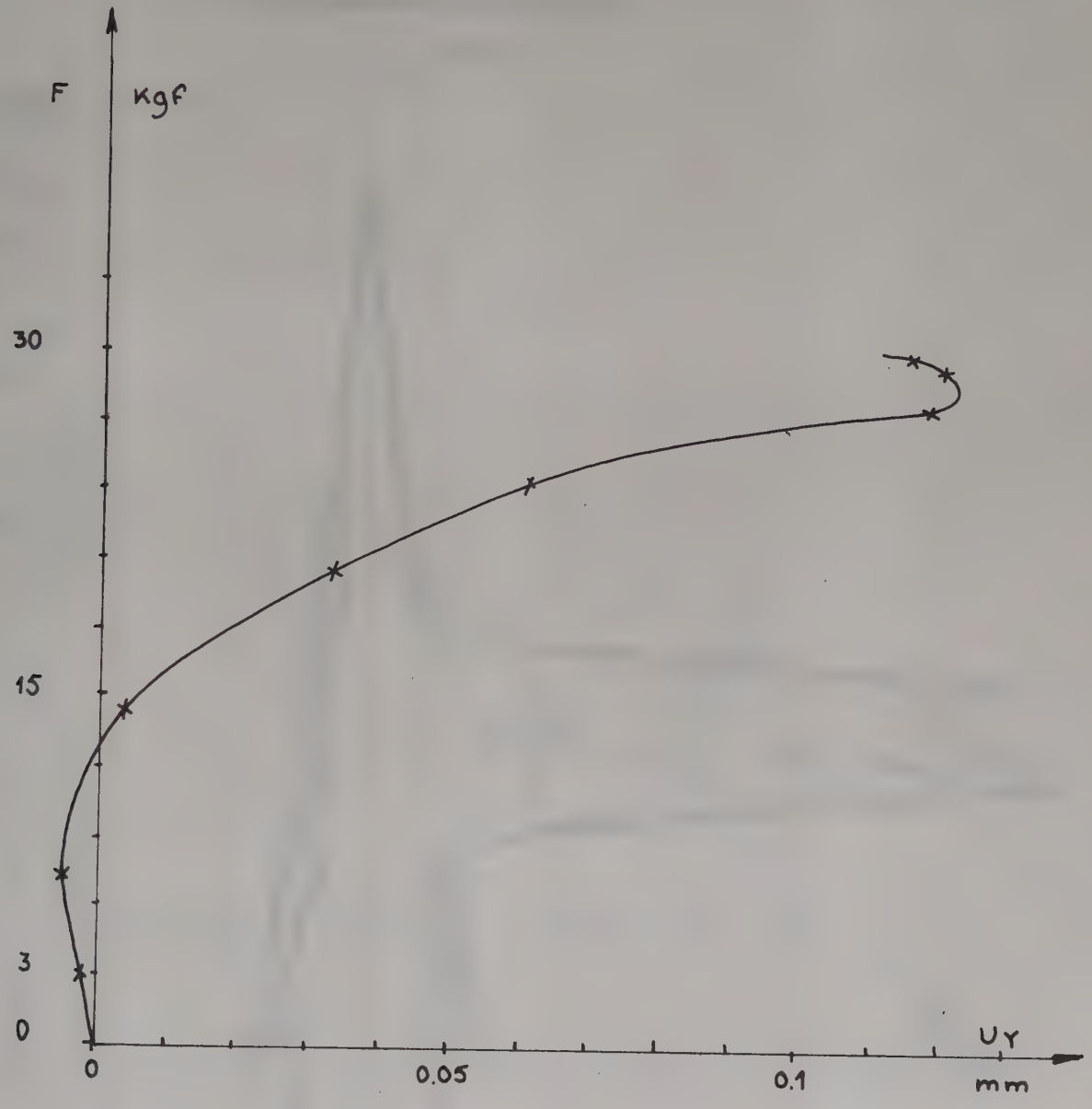
F = 12 Kgf



ETUDE DE LA FORCE F EN FONCTION DU DEPLACEMENT HORIZONTAL DE SON POINT D'APPLICATION

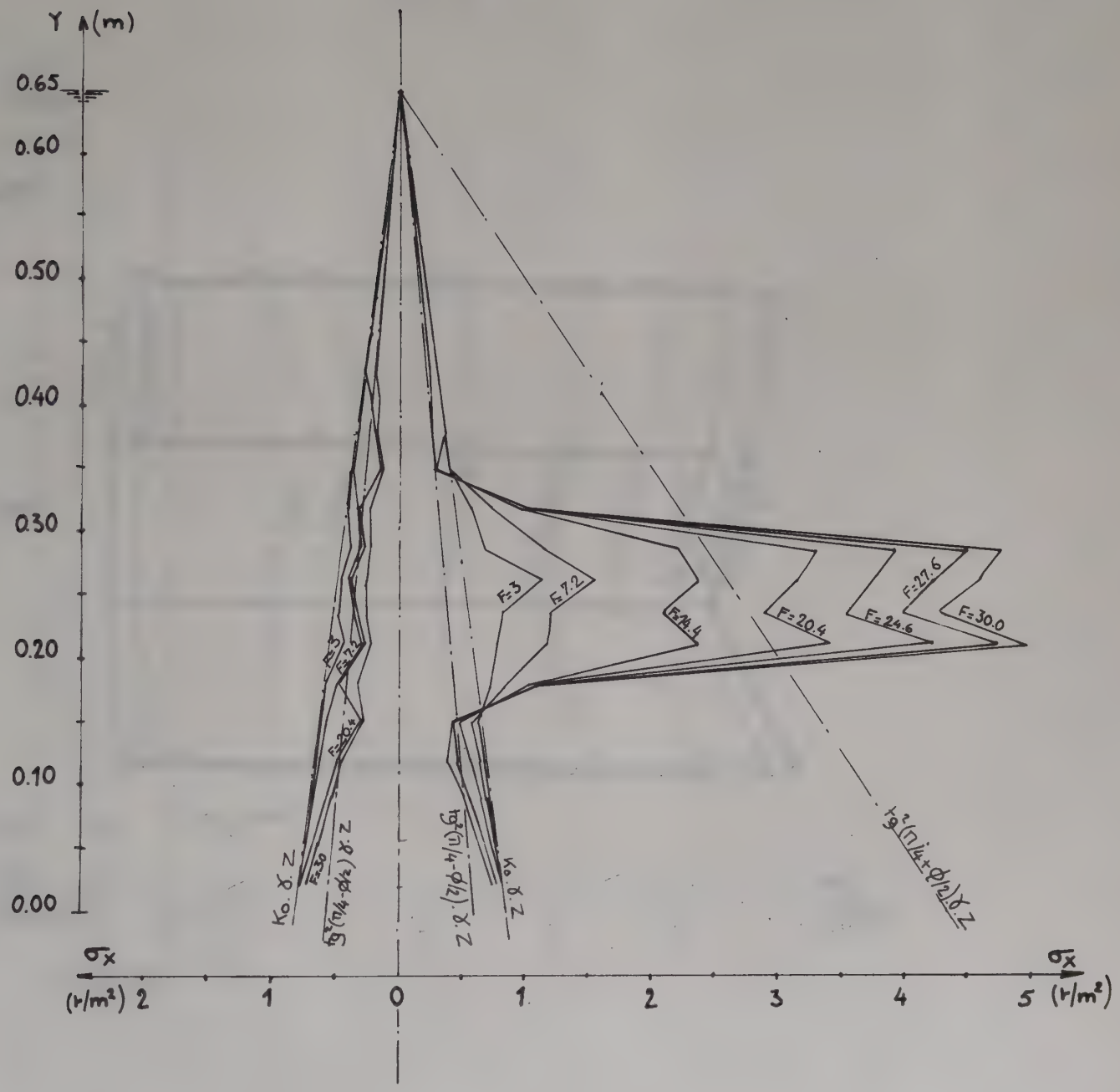
D/B = 4

ETUDE DE LA FORCE F EN FONCTION DU DEPLACEMENT VERTICAL DE SON POINT D'APPLICATION. D/B = 4



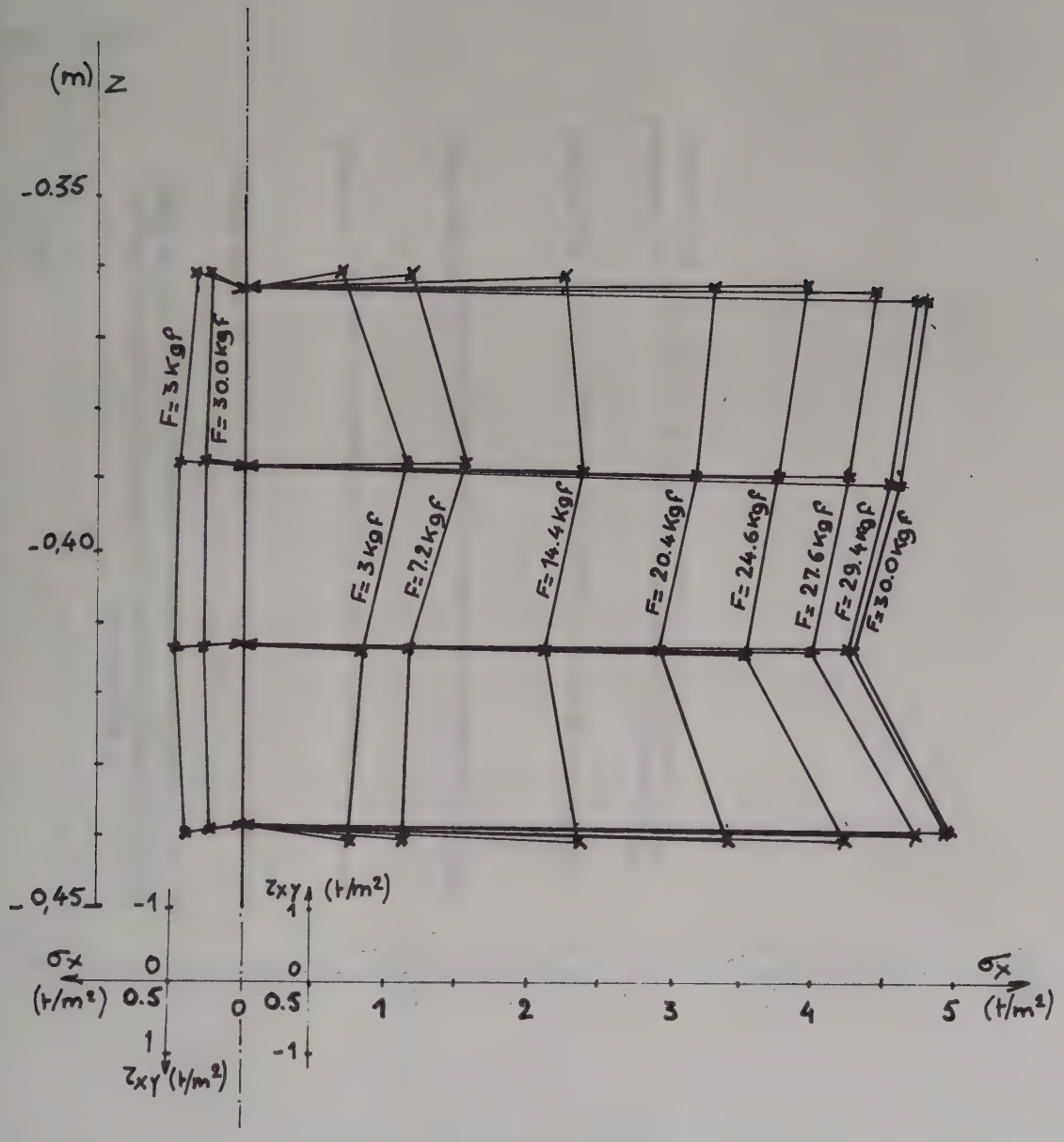
EVOLUTION DES CONTRAINTES DEVANT ET DERRIERE LA DALLE SUIVANT LES VALEURS DE F

D/B = 4



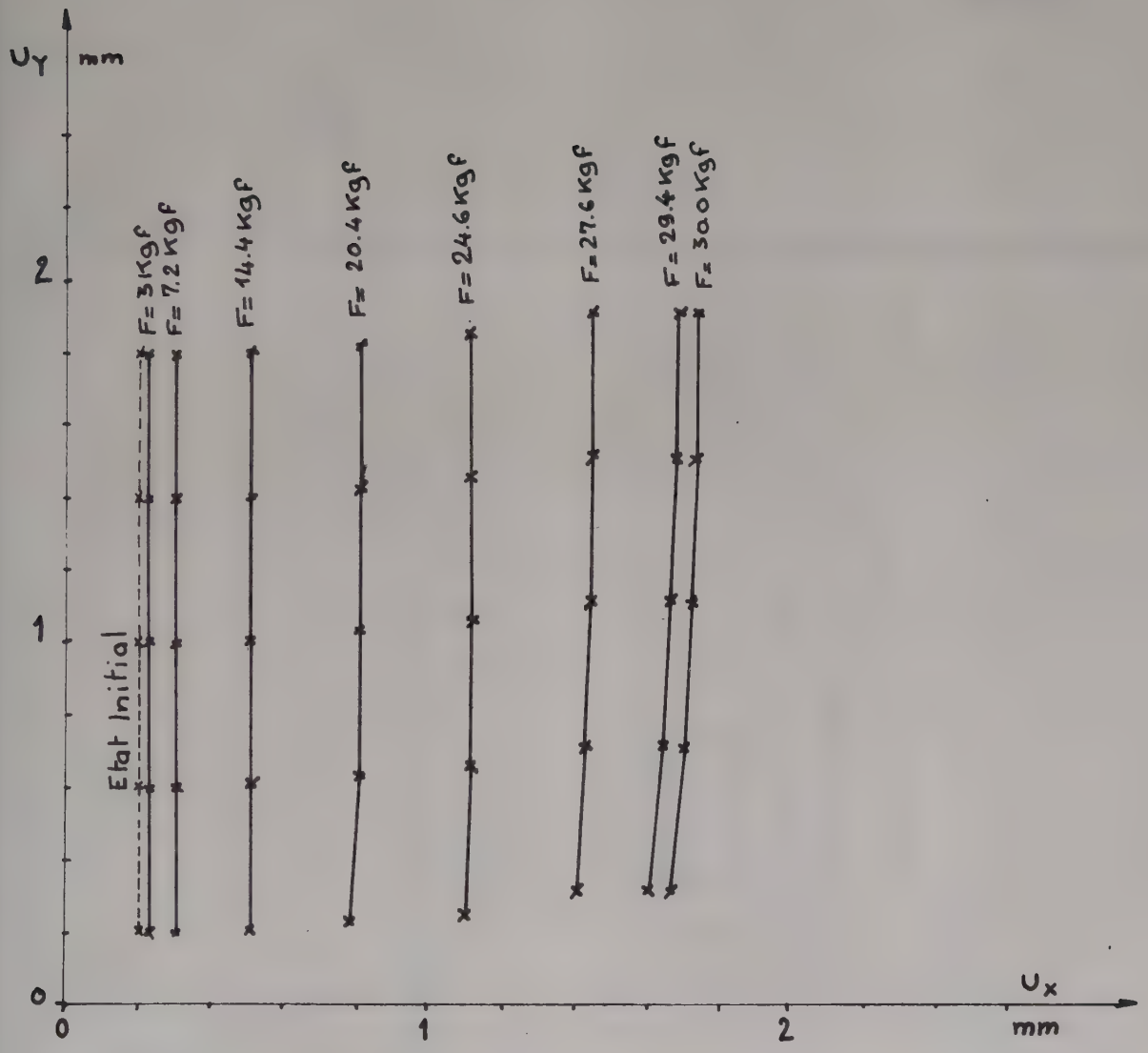
CONTRAINTES HORIZONTALES SUR LA DALLE VERTICALE

D/B = 4



DEPLACEMENTS DES POINTS DE LA DALLE SUIVANT LES VALEURS DE F

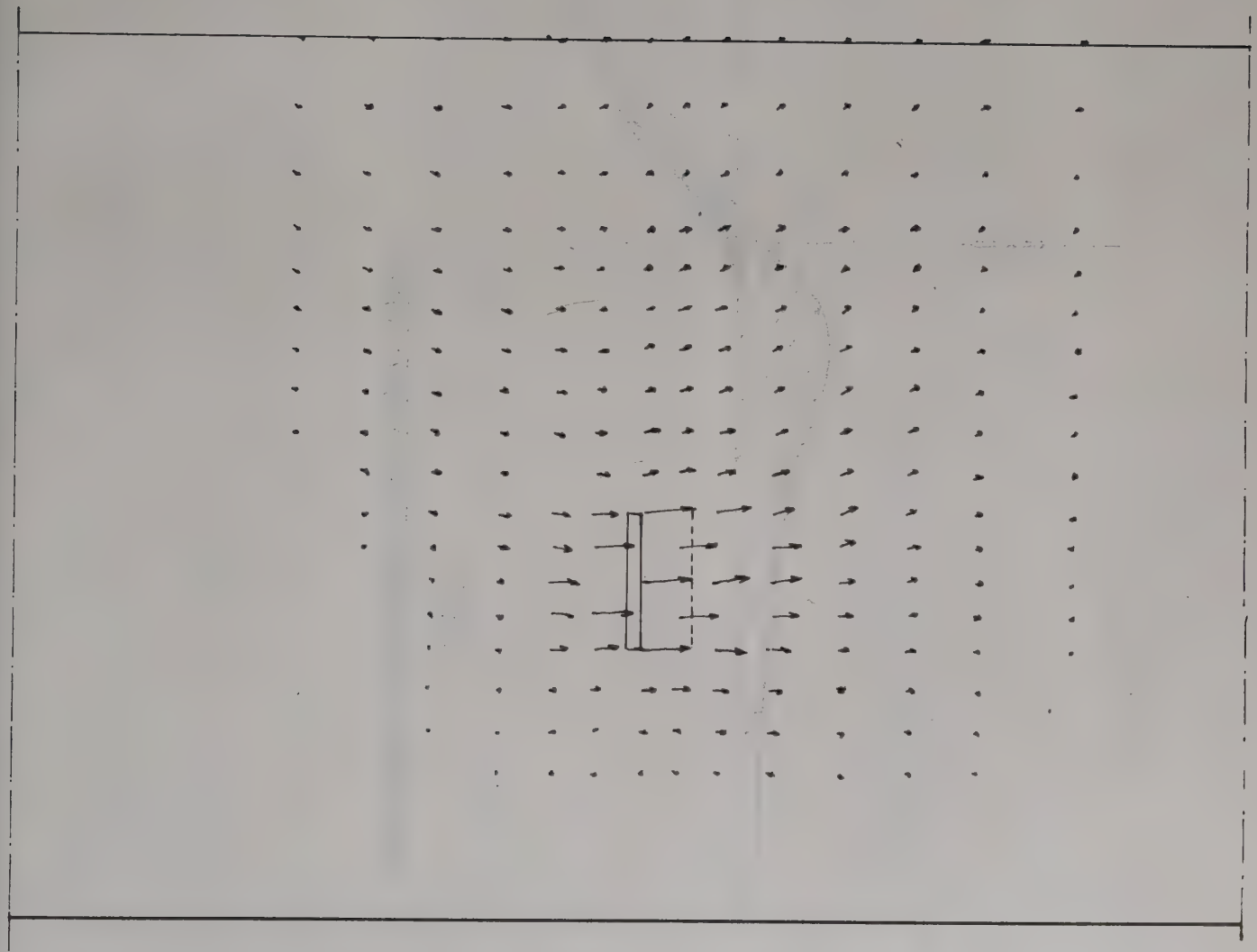
D/B = 4



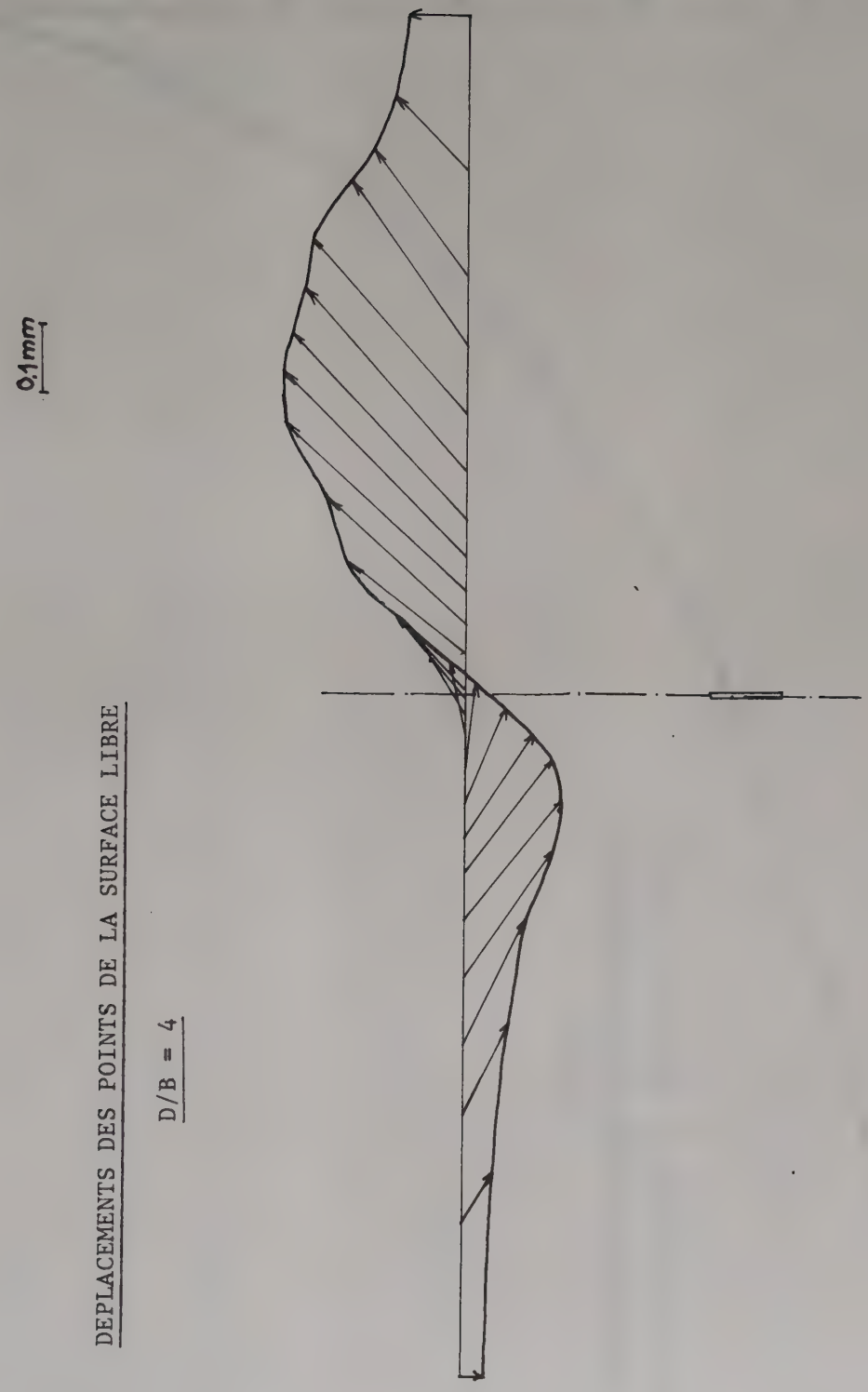
DEPLACEMENTS DANS LE MASSIF

D/B = 4 Ech:1/5

F = 30 Kgf

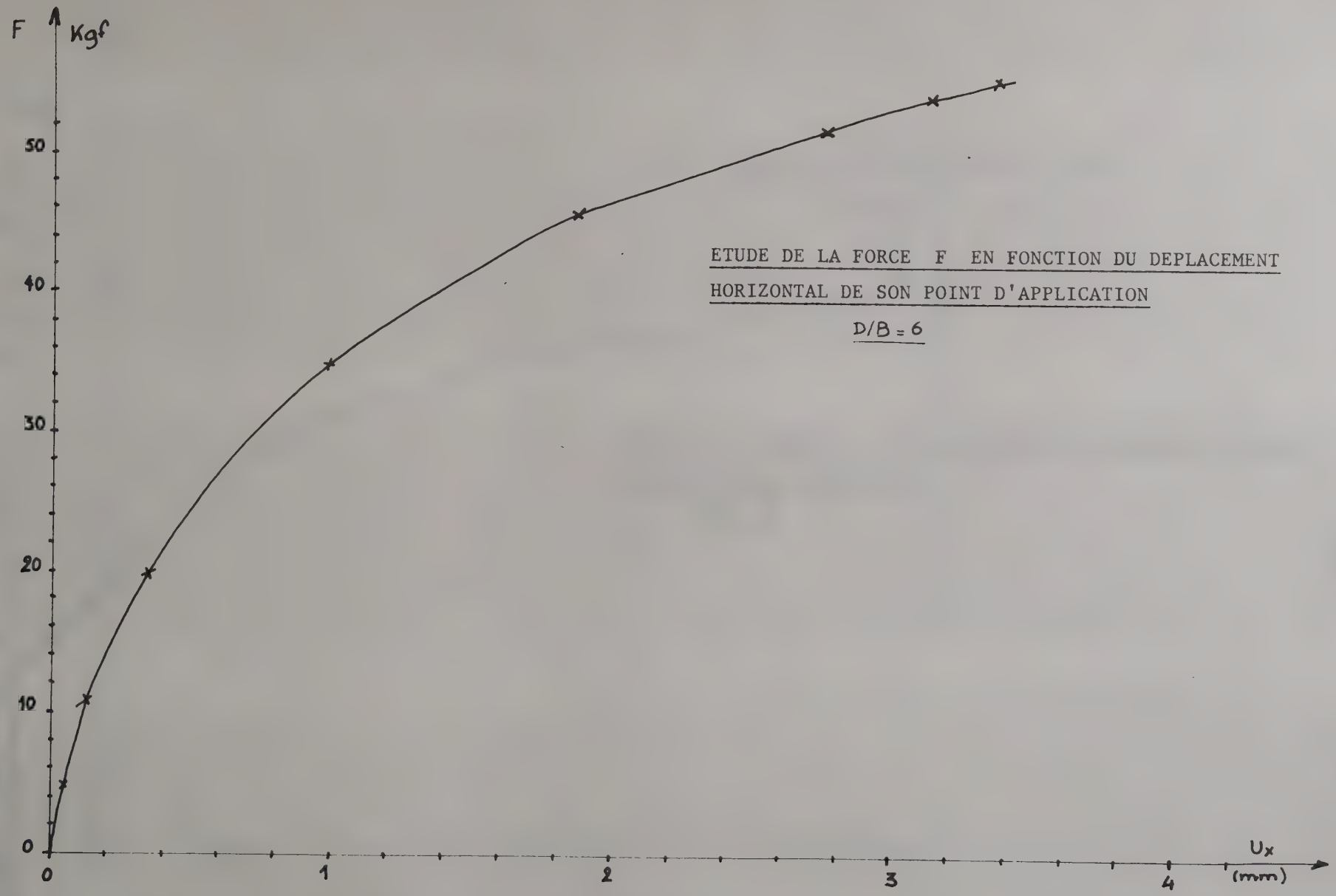


2mm



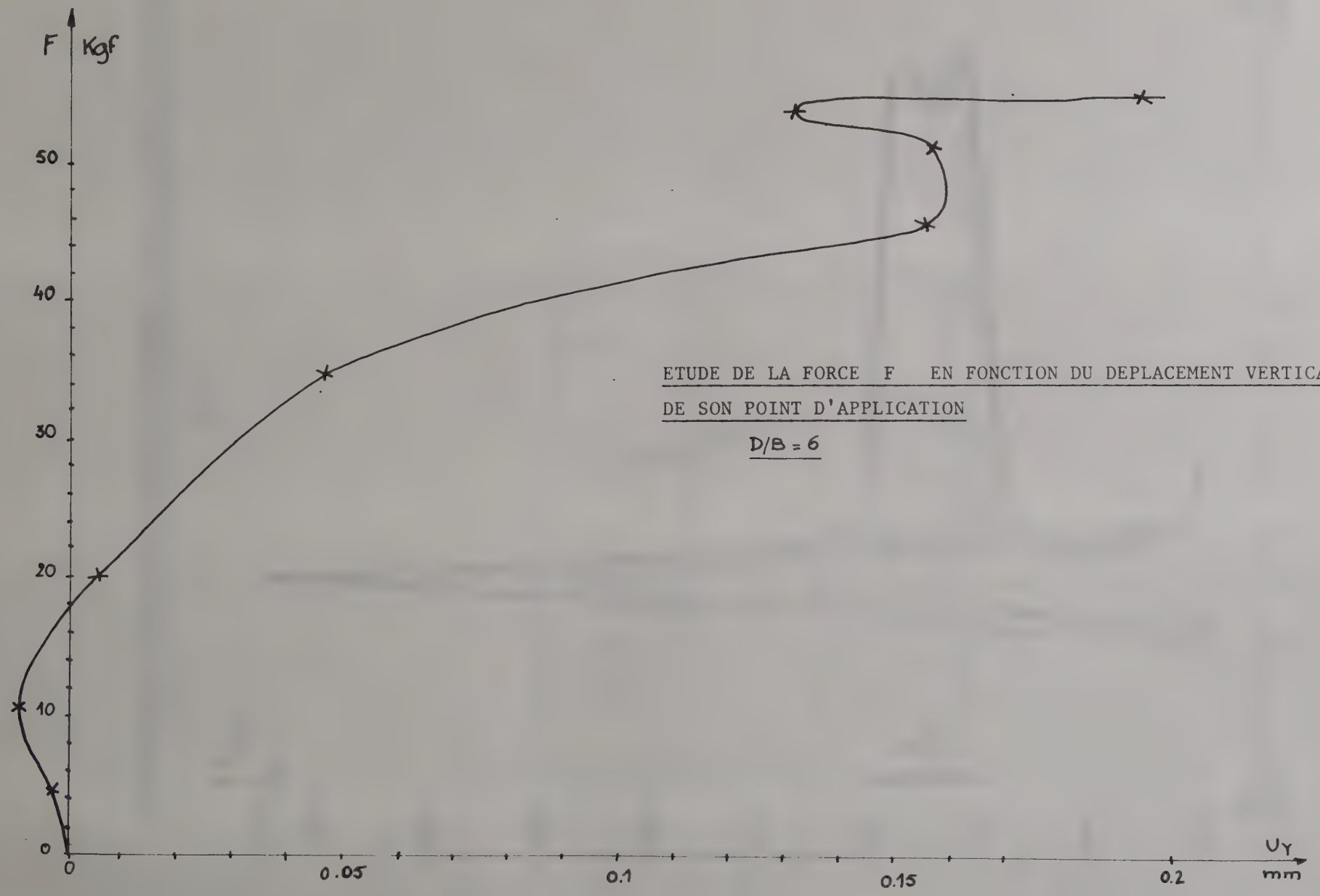
DEPLACEMENTS DES POINTS DE LA SURFACE LIBRE

D/B = 4



ETUDE DE LA FORCE F EN FONCTION DU DEPLACEMENT HORIZONTAL DE SON POINT D'APPLICATION

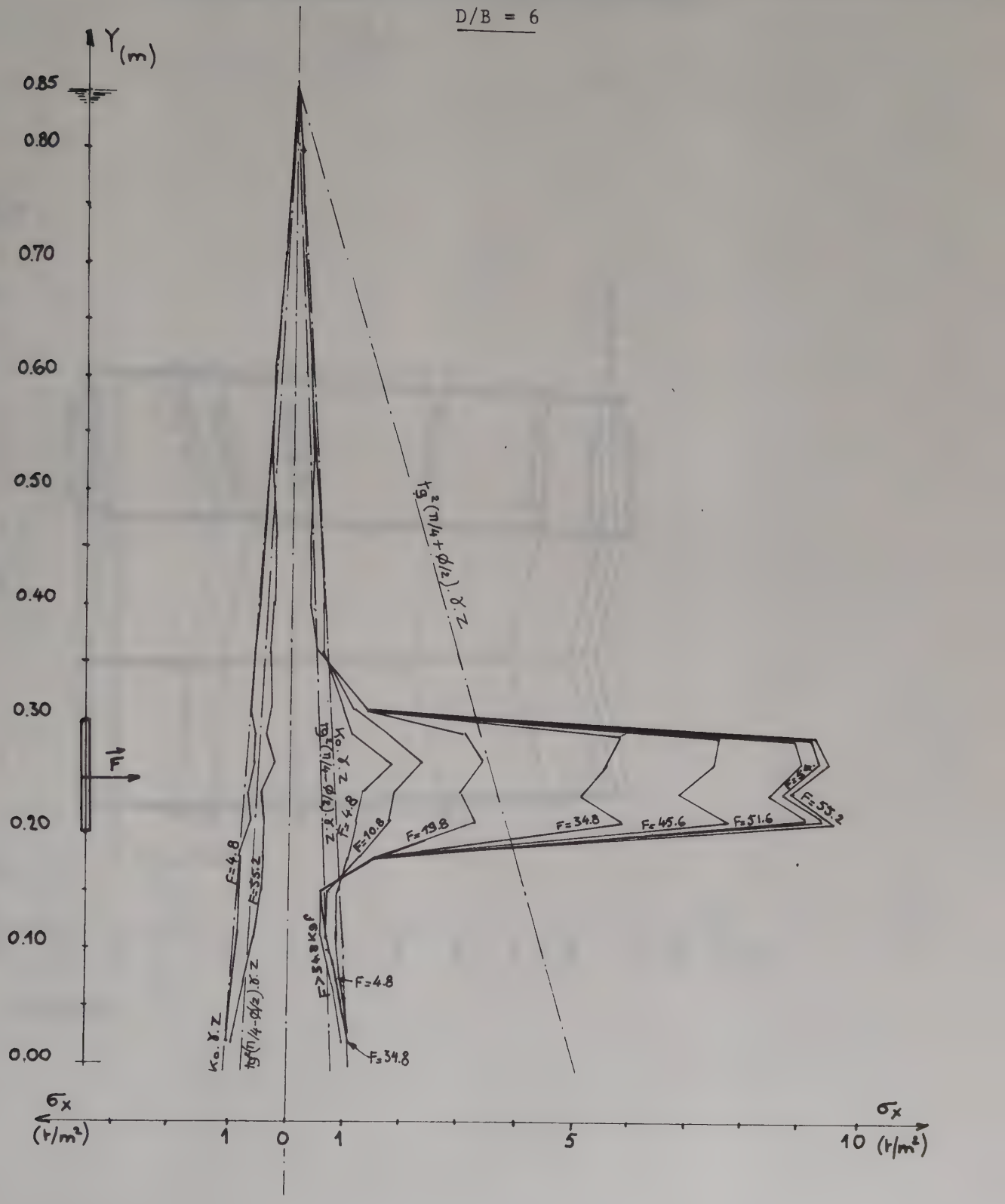
D/B = 6



ETUDE DE LA FORCE F EN FONCTION DU DEPLACEMENT VERTICAL DE SON POINT D'APPLICATION

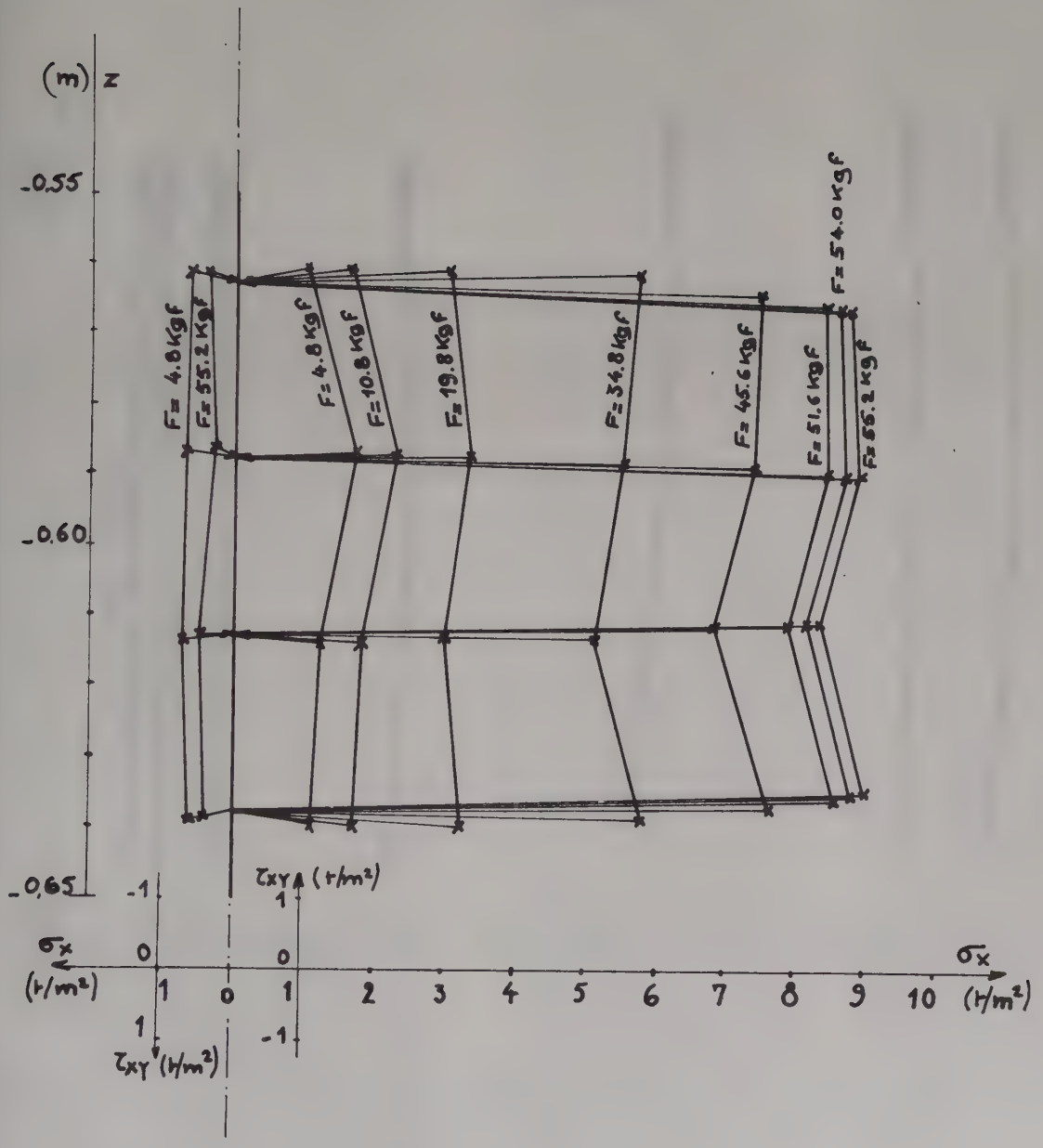
D/B = 6

EVOLUTION DES CONTRAINTES DEVANT ET DERRIERE LA DALLE SUIVANT LES VALEURS DE F



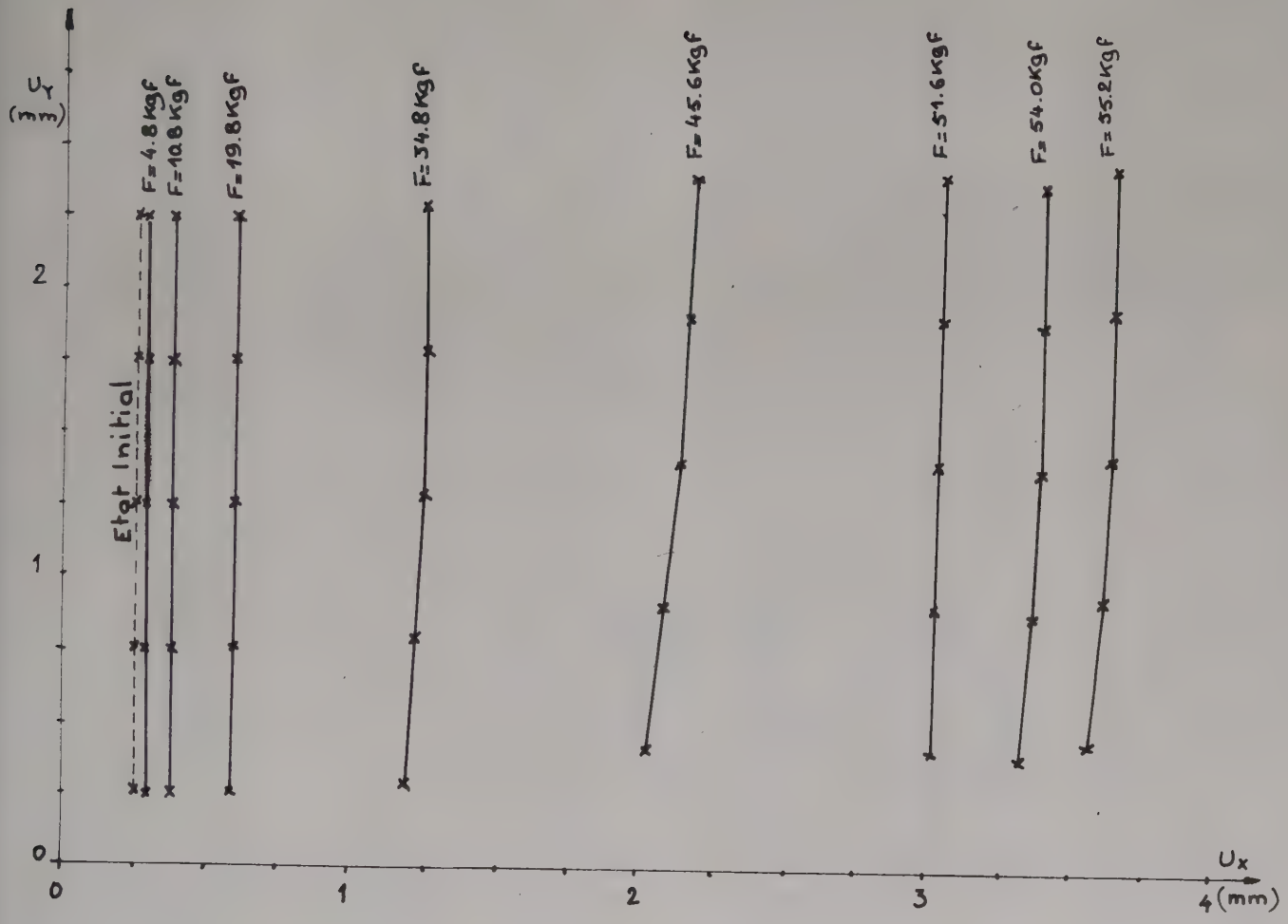
CONTRAINTES HORIZONTALES SUR LA DALLE VERTICALE

D/B = 6



DEPLACEMENTS DES POINTS DE LA DALLE SUIVANT LES VALEURS DE F

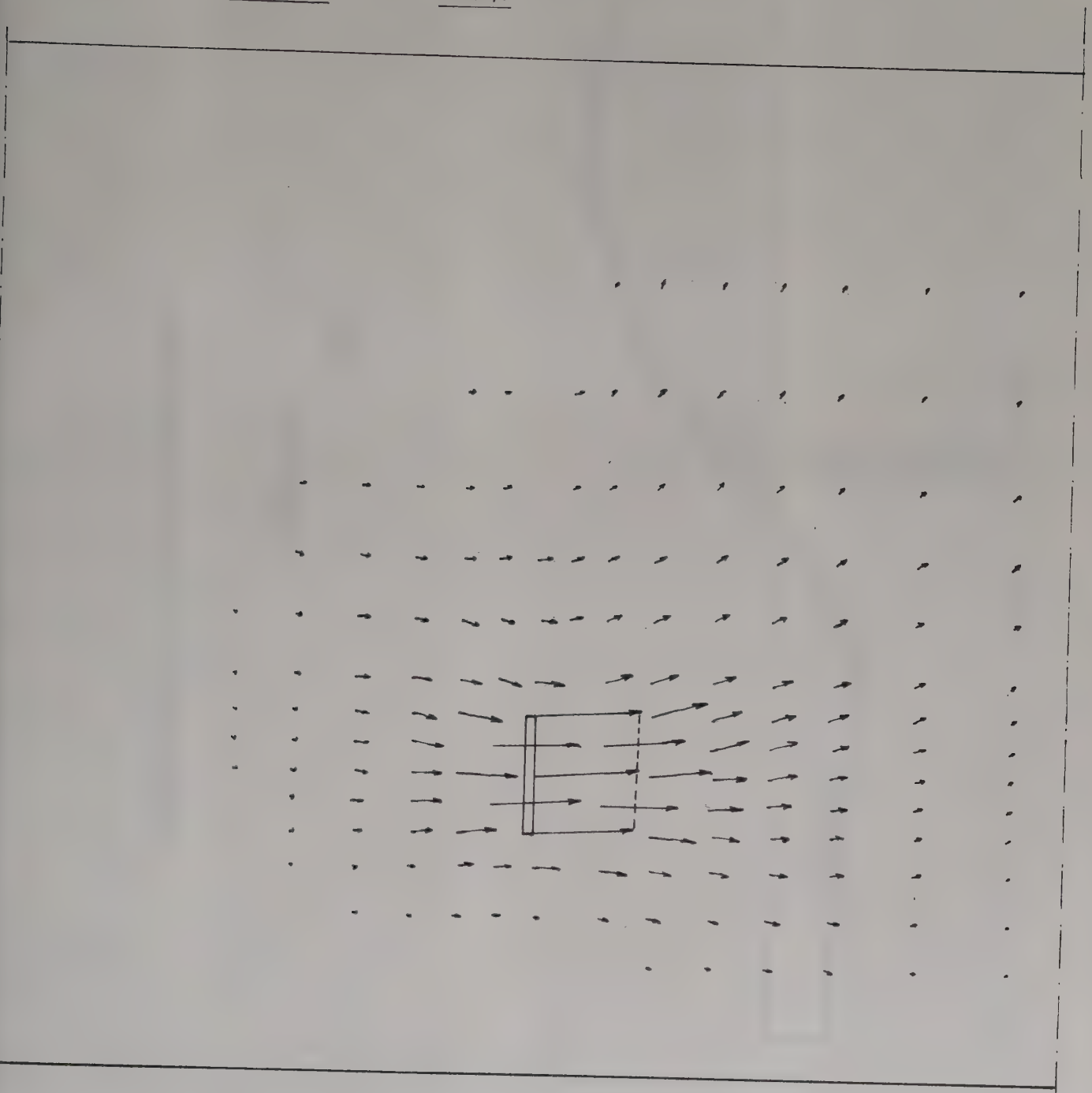
D/B = 6



F = 55,2 Kgf

DEPLACEMENTS DANS LE MASSIF

D/B = 6 Ech: 1/5



2 mm

DEPLACEMENTS DES POINTS DE LA SURFACE LIBRE

D/B = 6

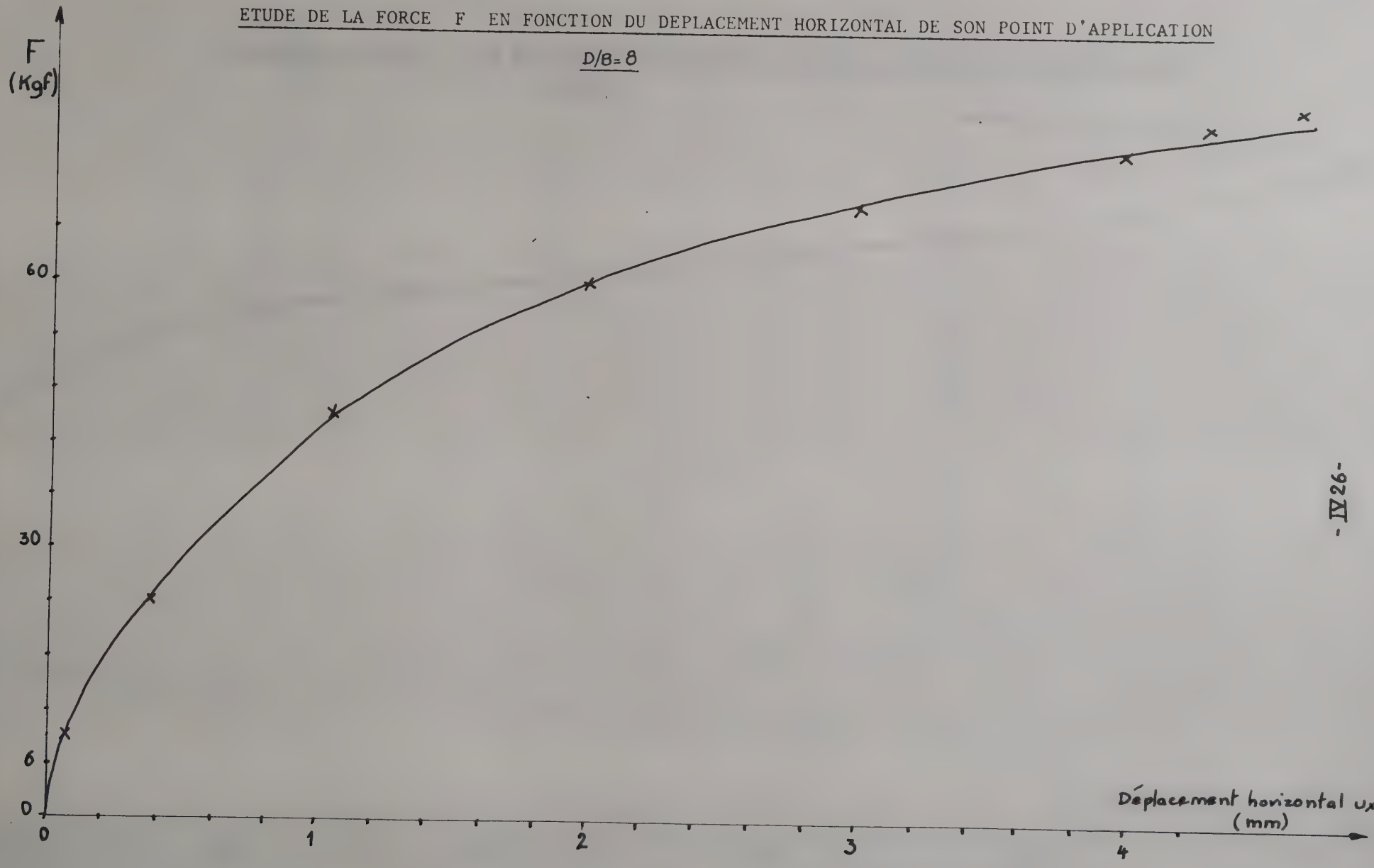
F= 55.2 Kgf

0.1 mm

Axe de la dalle

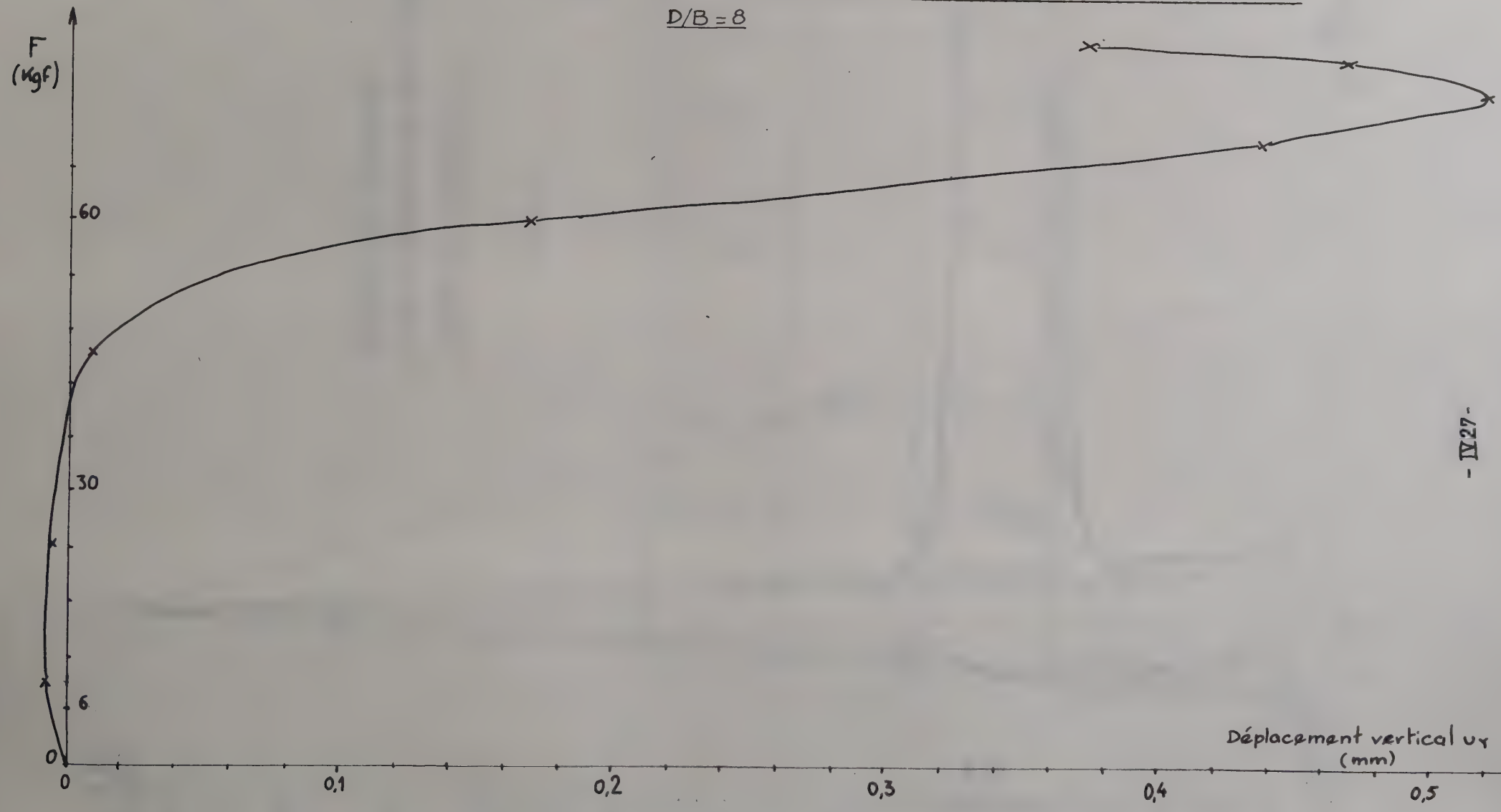
ETUDE DE LA FORCE F EN FONCTION DU DEPLACEMENT HORIZONTAL DE SON POINT D'APPLICATION

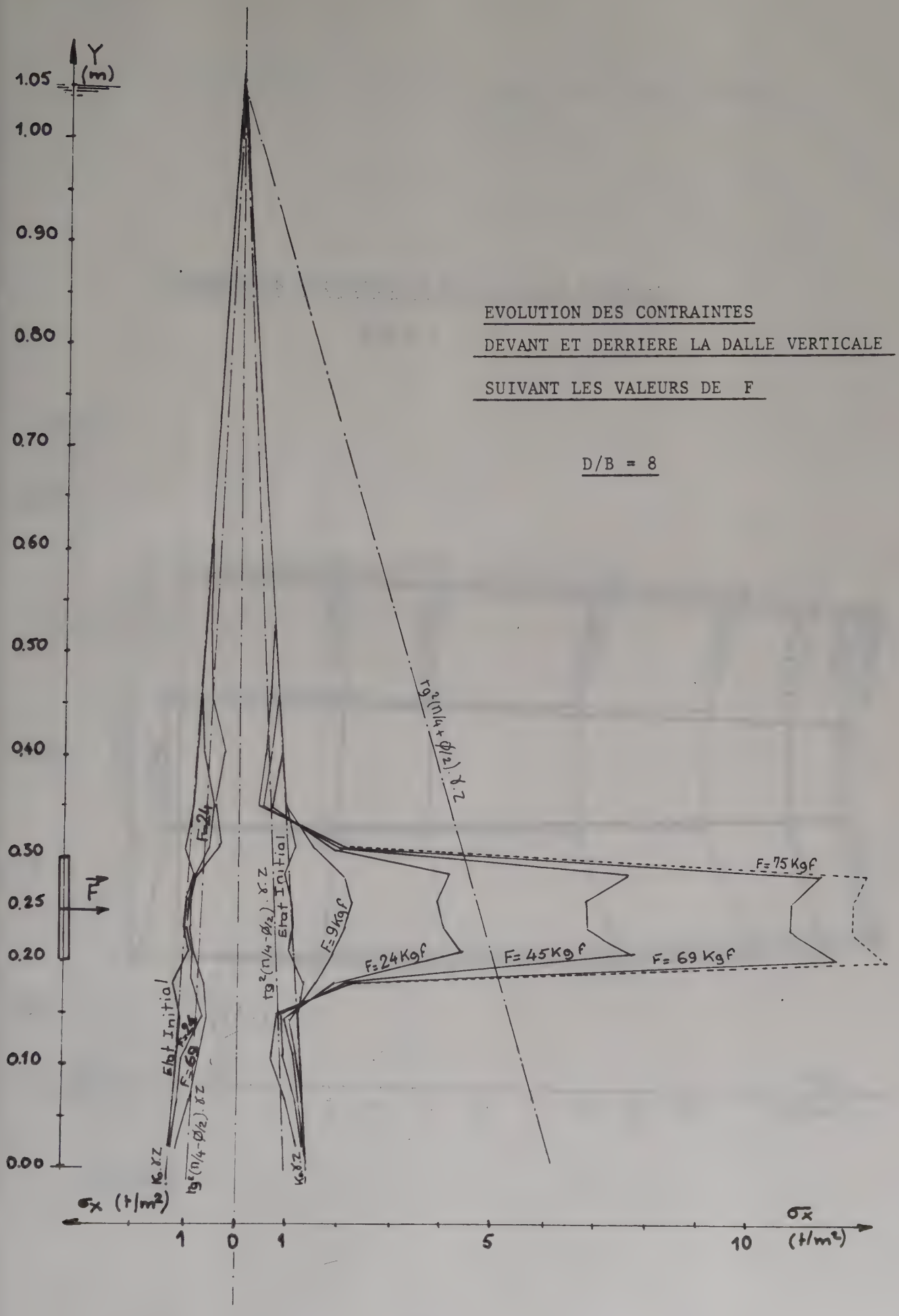
D/B = 8



ETUDE DE LA FORCE F EN FONCTION DU DEPLACEMENT VERTICAL DE SON POINT D'APPLICATION

D/B = 8



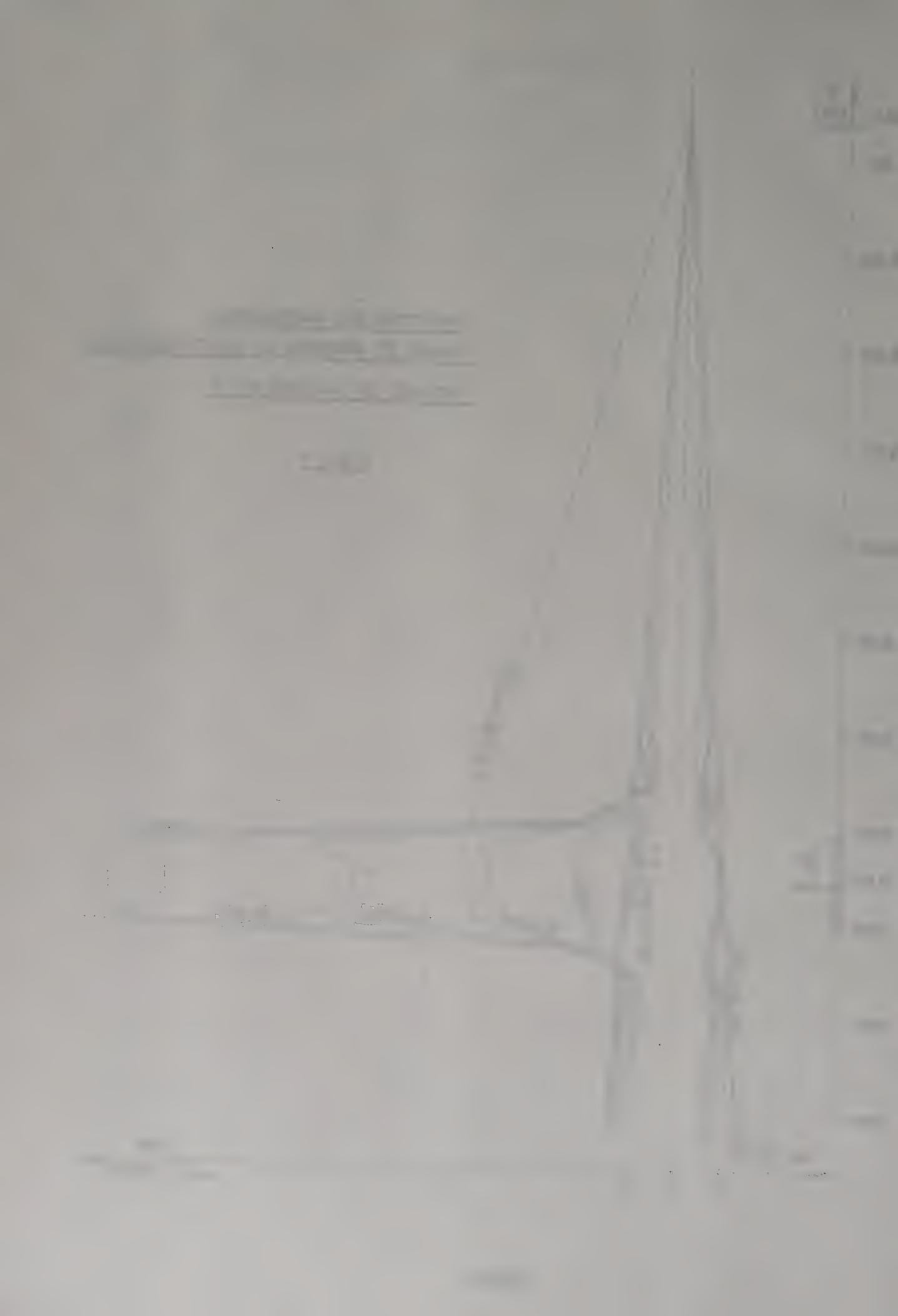


EVOLUTION DES CONTRAINTES

DEVANT ET DERRIERE LA DALLE VERTICALE

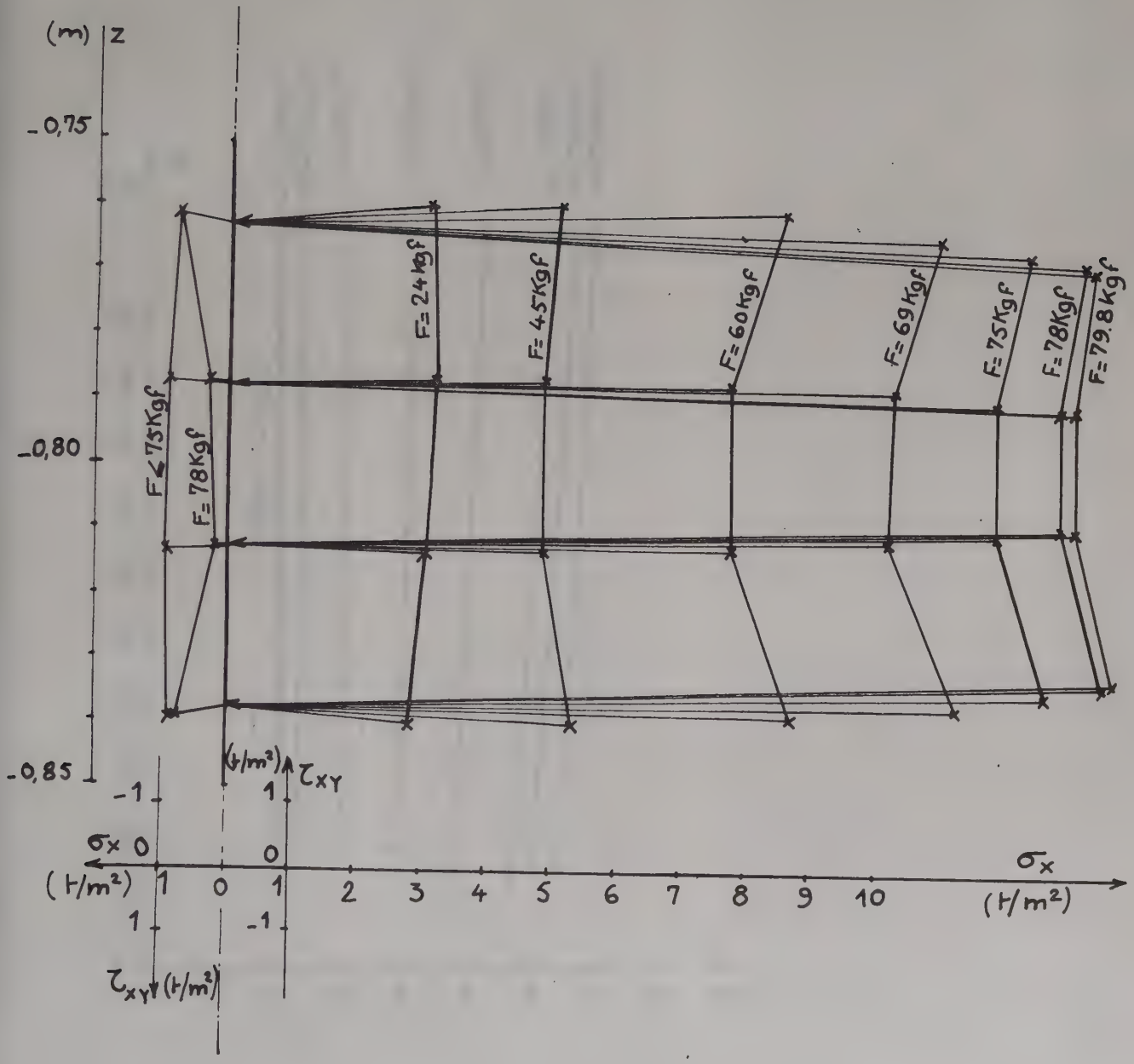
SUIVANT LES VALEURS DE F

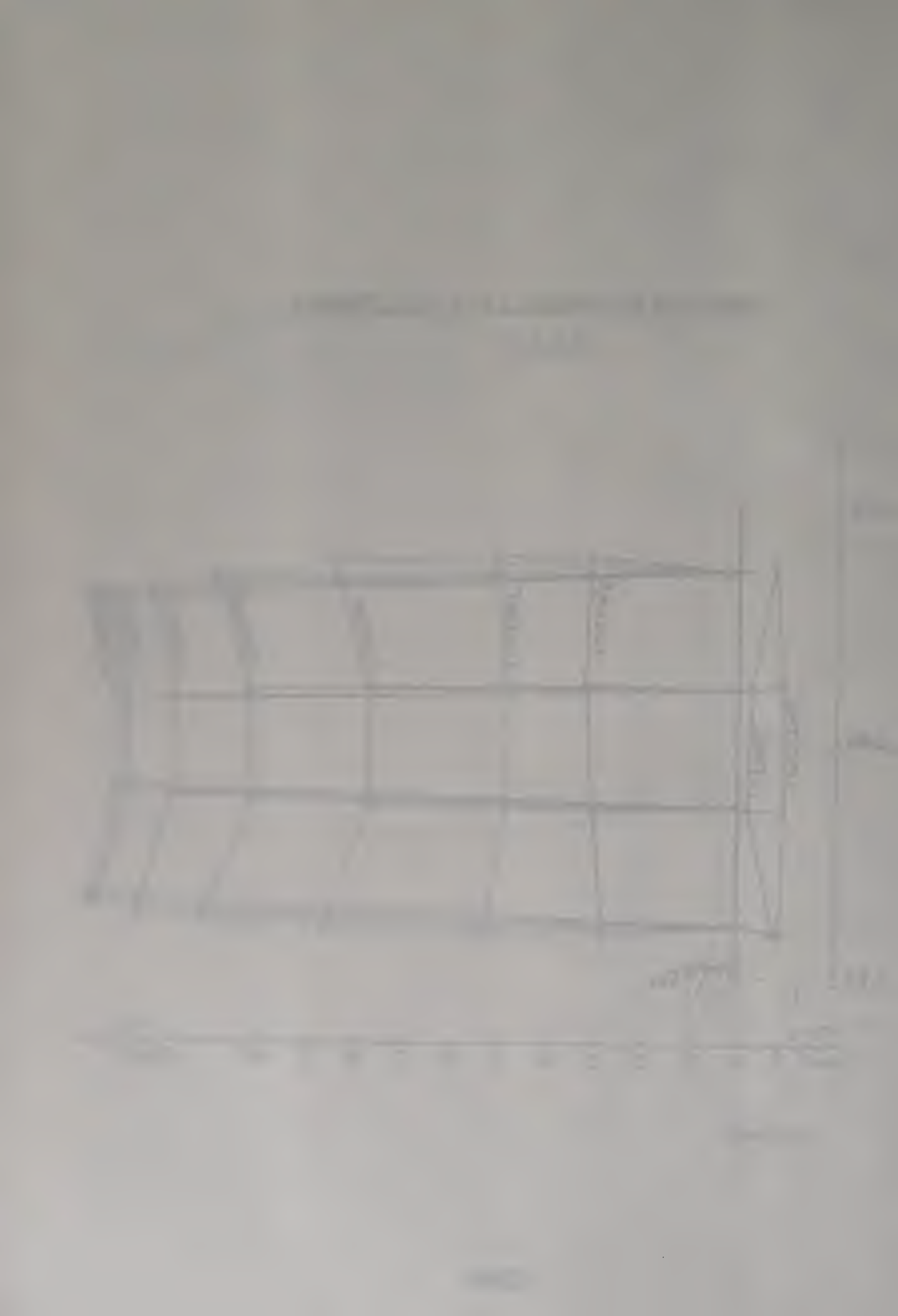
D/B = 8



CONTRAINTES HORIZONTALES SUR LA DALLE VERTICALE

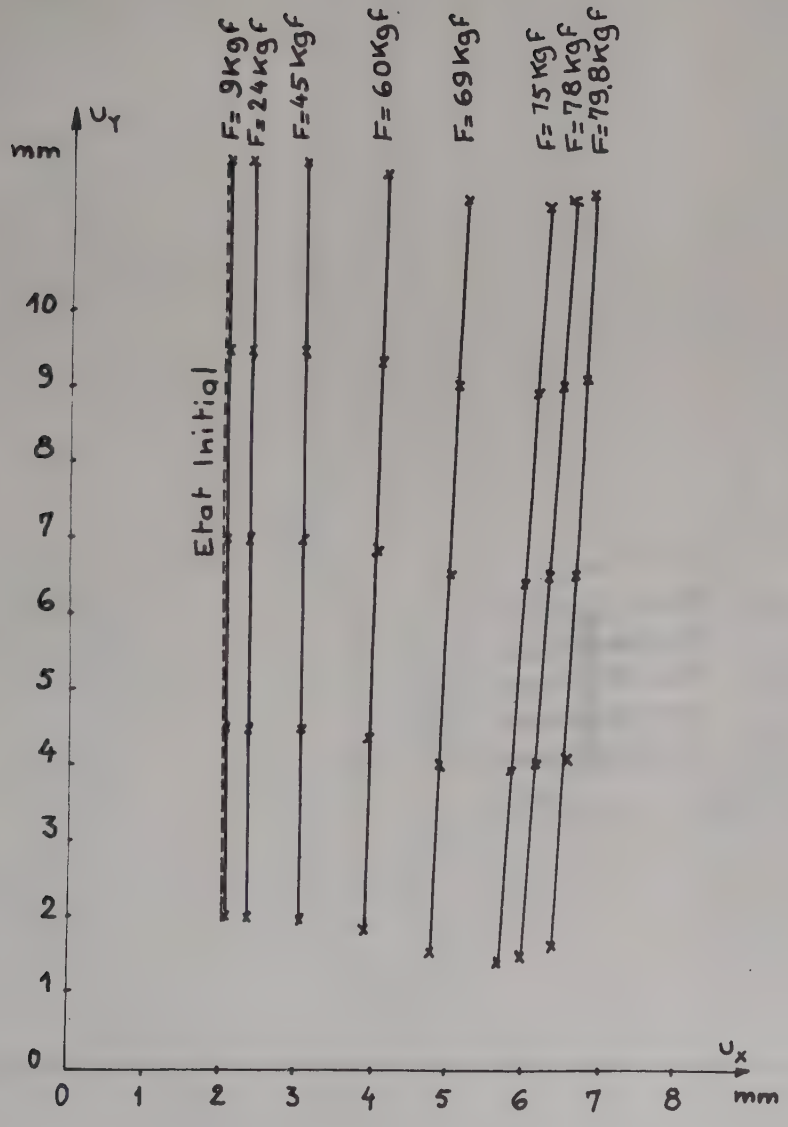
D/B = 8

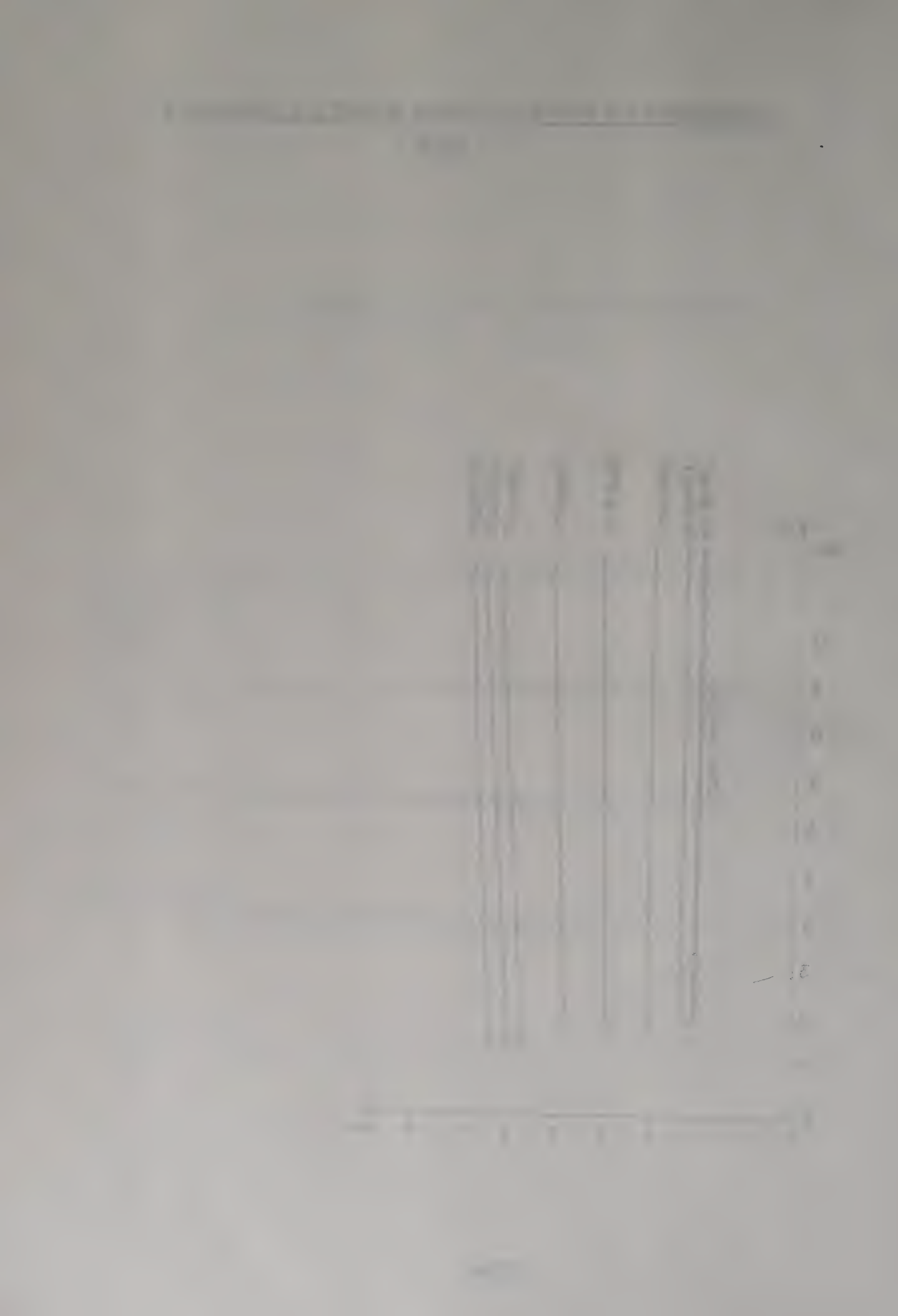




DEPLACEMENTS DES POINTS DE LA DALLE SUIVANT LES VALEURS DE F

D/B=8

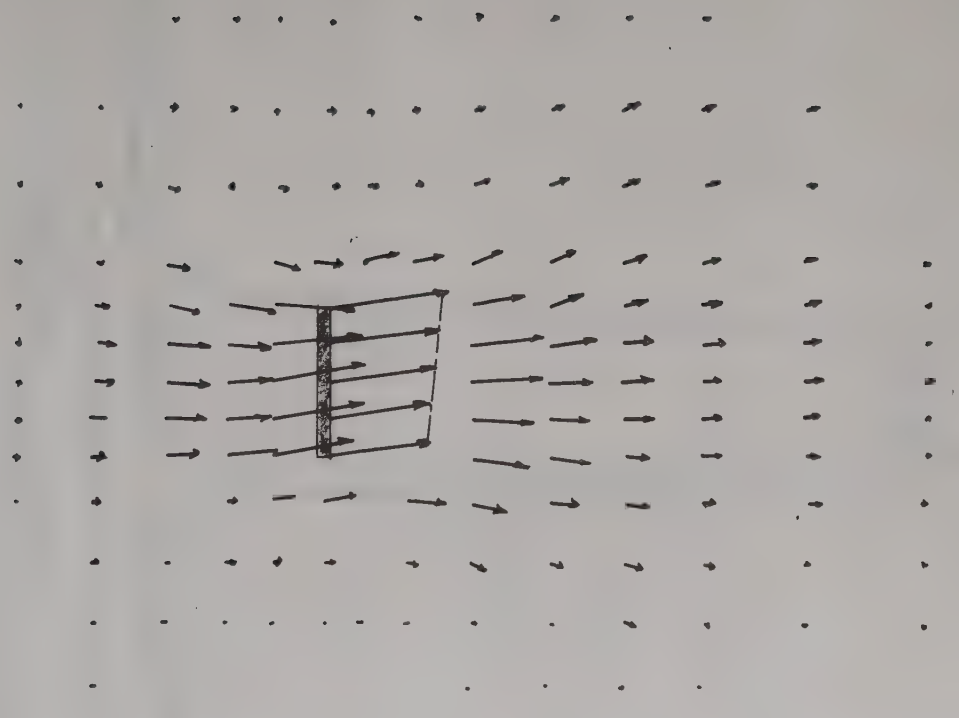




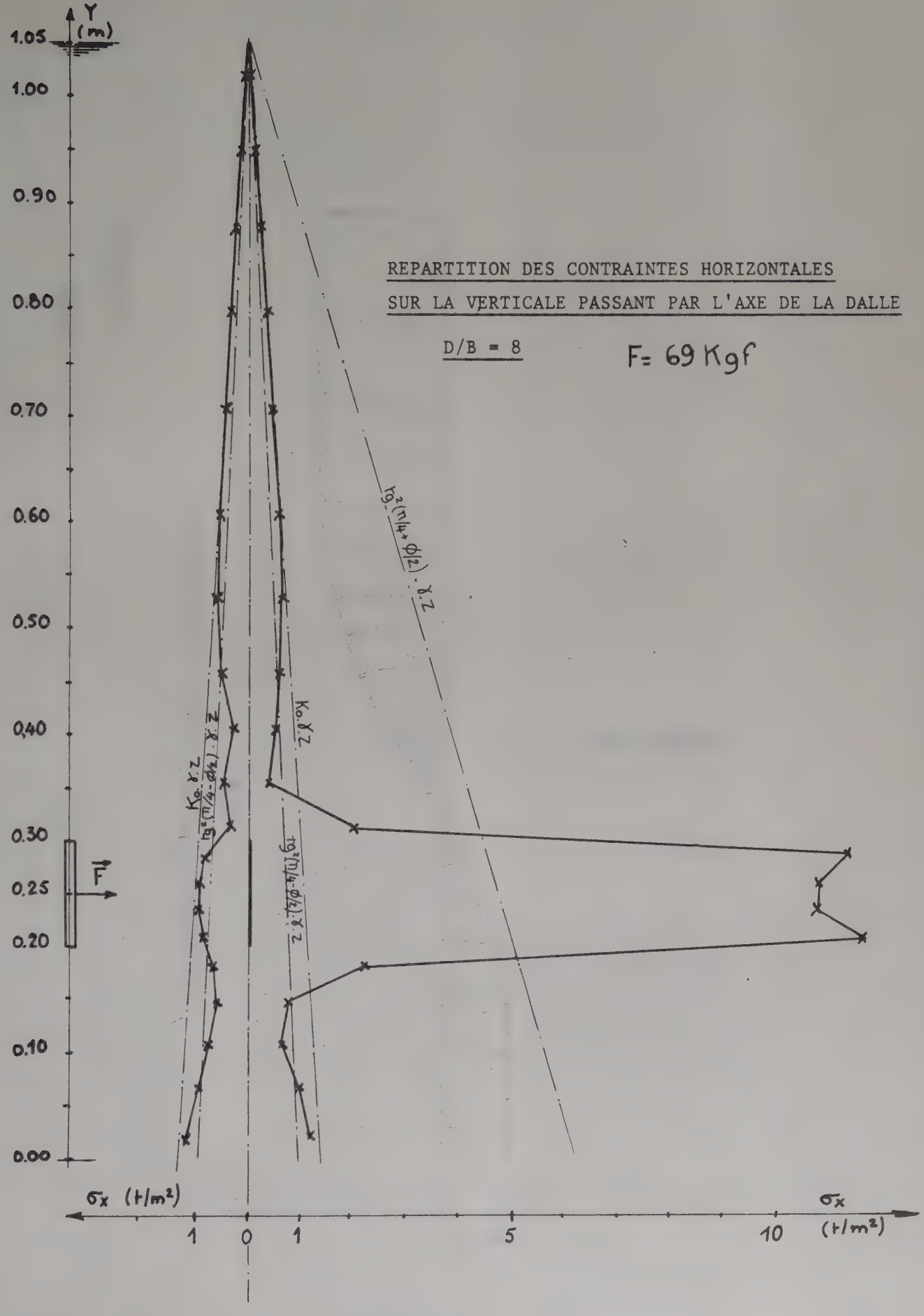
F = 69 Kgf Ech: 1/5

DEPLACEMENTS DANS LE MASSIF

D/B = 8 Ech: 1/5



2 mm

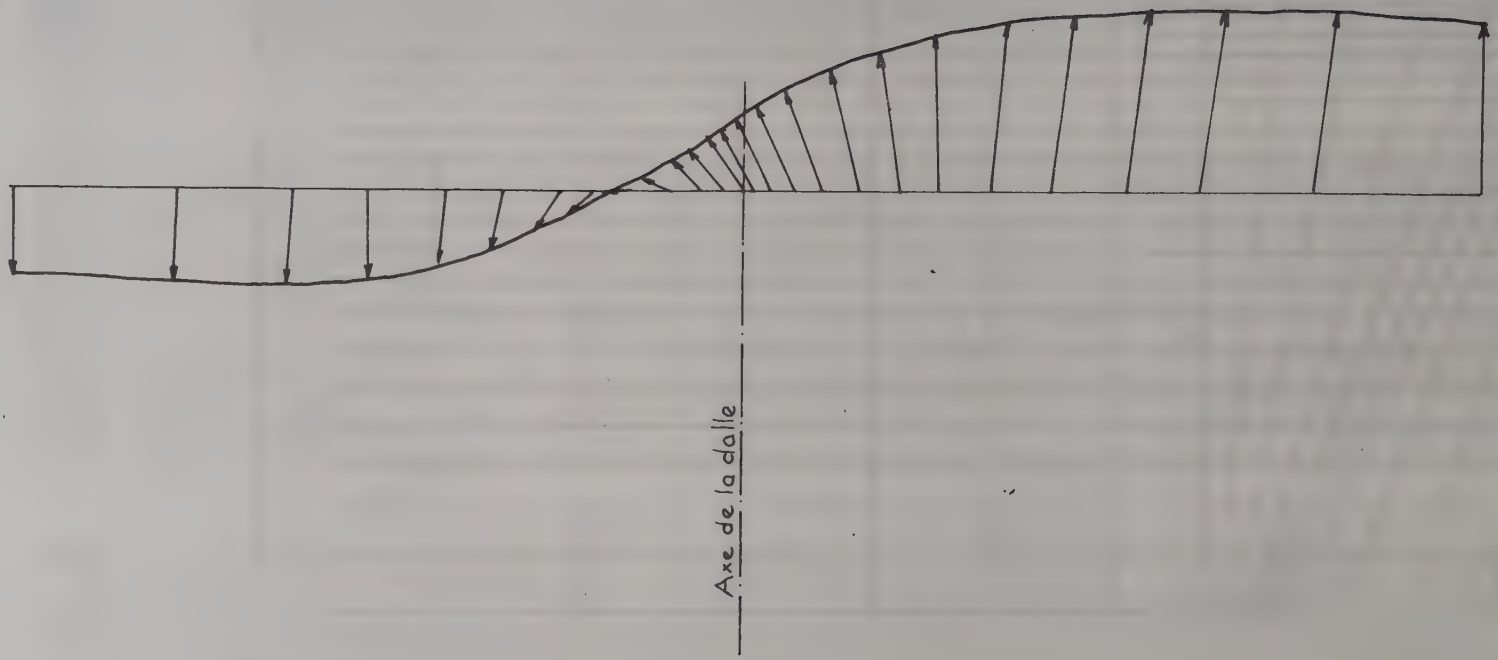

Y (m)
1.05
1.00
0.90
0.80
0.70
0.60
0.50
0.40
0.30
0.25
0.20
0.10
0.00
F
REPARTITION DES CONTRAINTES HORIZONTALES
SUR LA VERTICALE PASSANT PAR L'AXE DE LA DALLE
D/B = 8
F= 69 Kgf
tg²(π/4+φ/2).γ.z
Ko.γ.z
Ko.γ.z tg²(π/4-φ/2).γ.z
tg²(π/4+φ/2).γ.z
σx (t/m²)
1
0
1
5
10
σx (t/m²)

0,1mm

F = 69Kgf

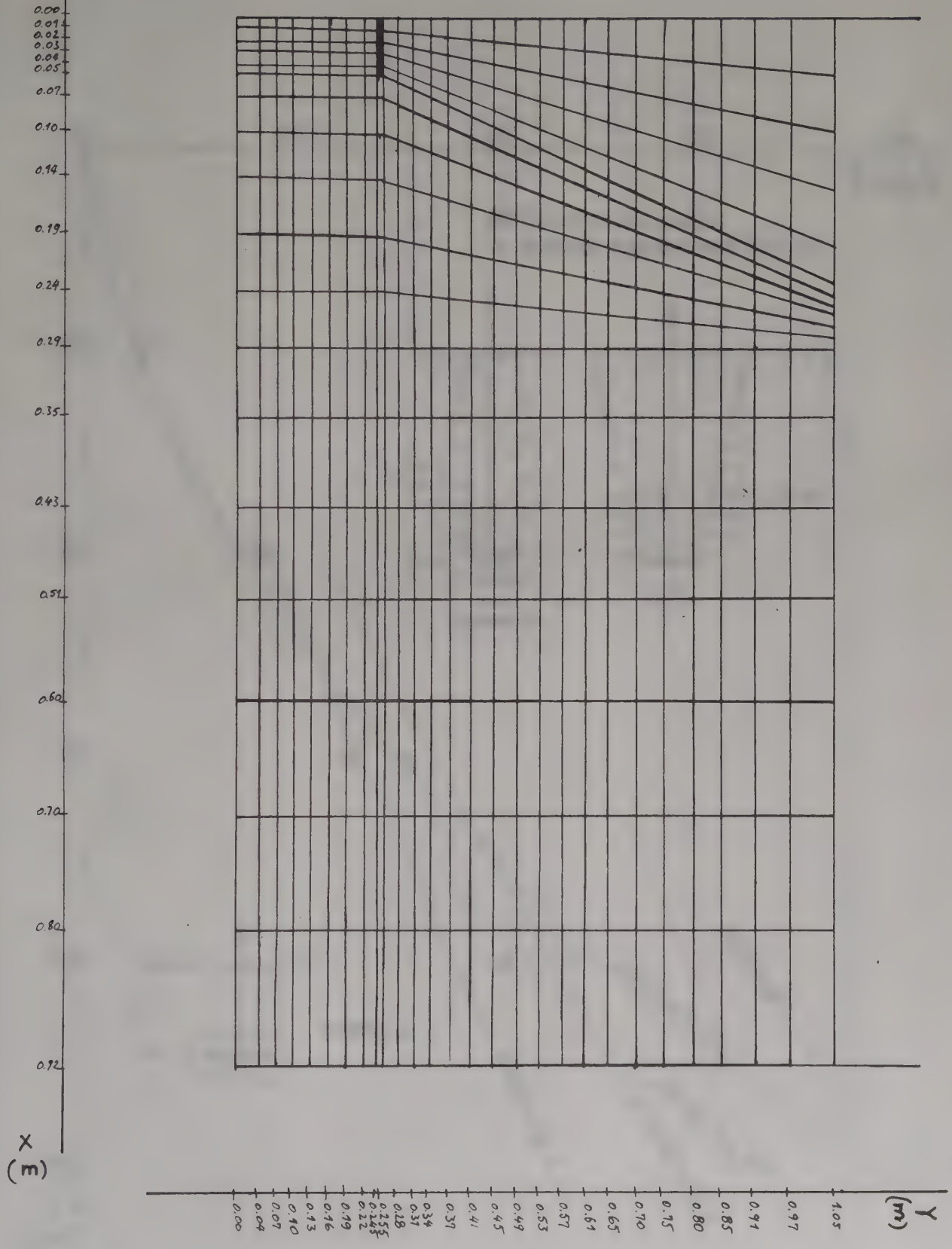
DEPLACEMENTS DES POINTS DE LA SURFACE LIBRE

D/B = 8



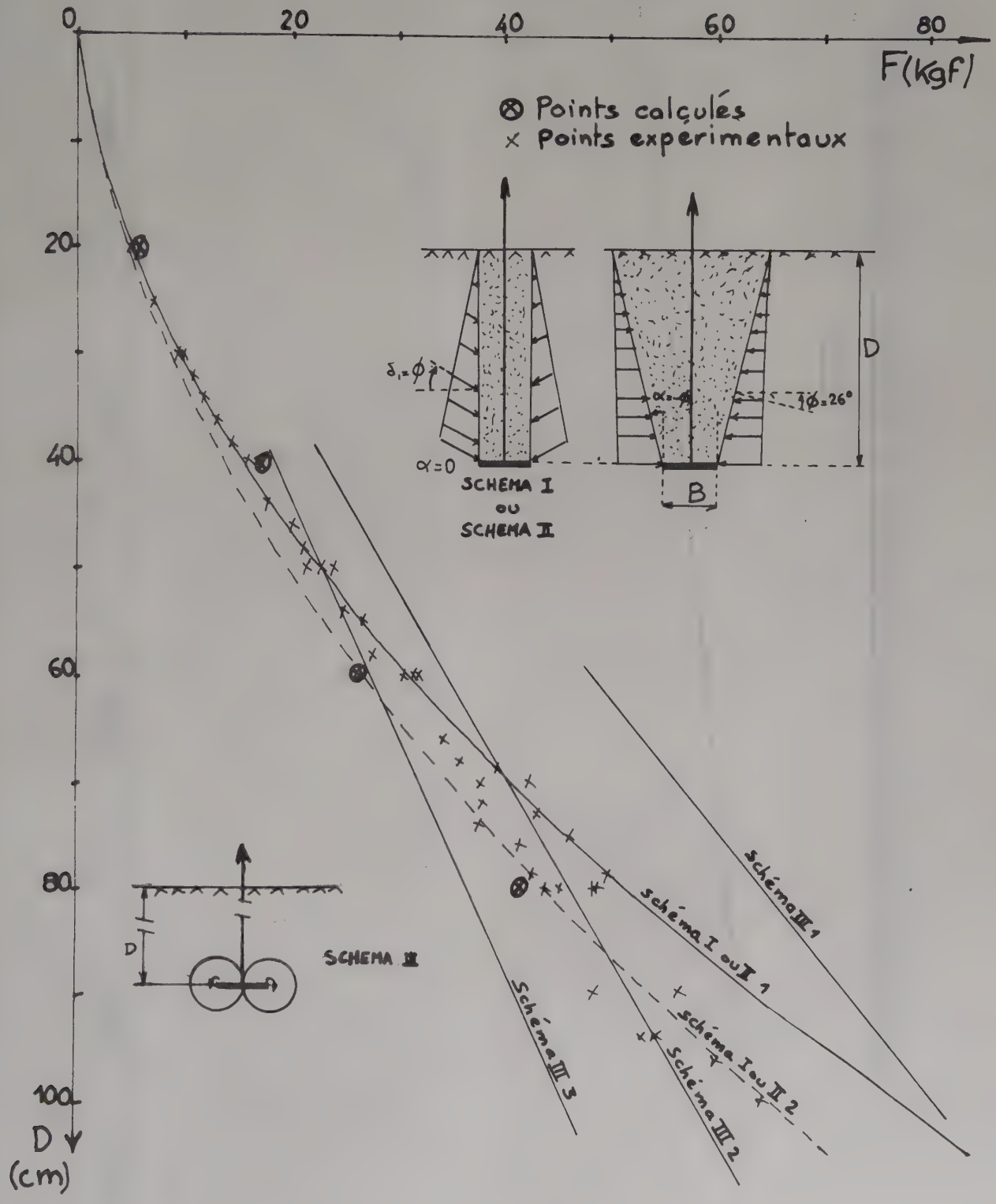
MAILLAGE I DALLE HORIZONTALE

D/B = 2 , 4 , 6 , 8



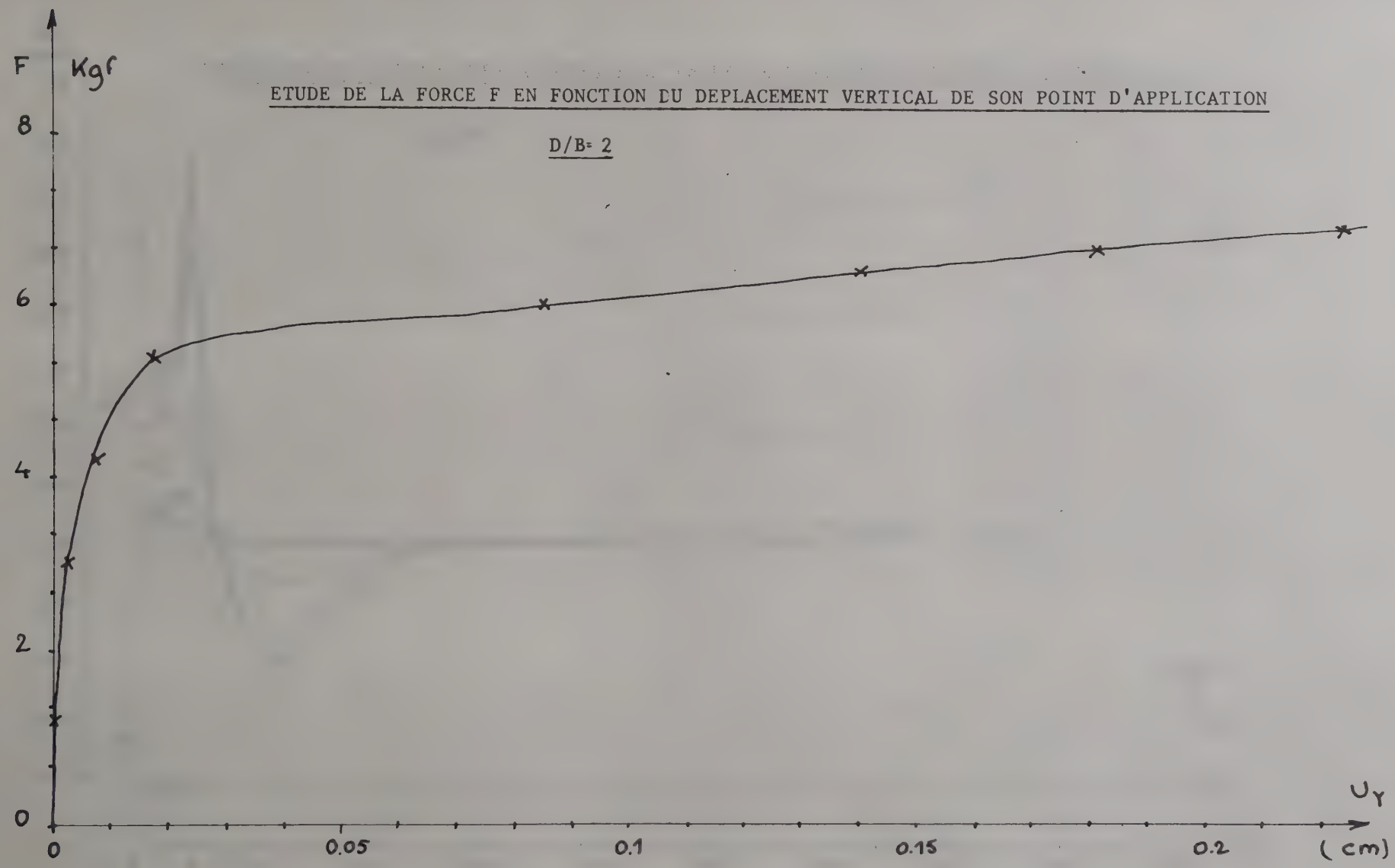
DALLES HORIZONTALES

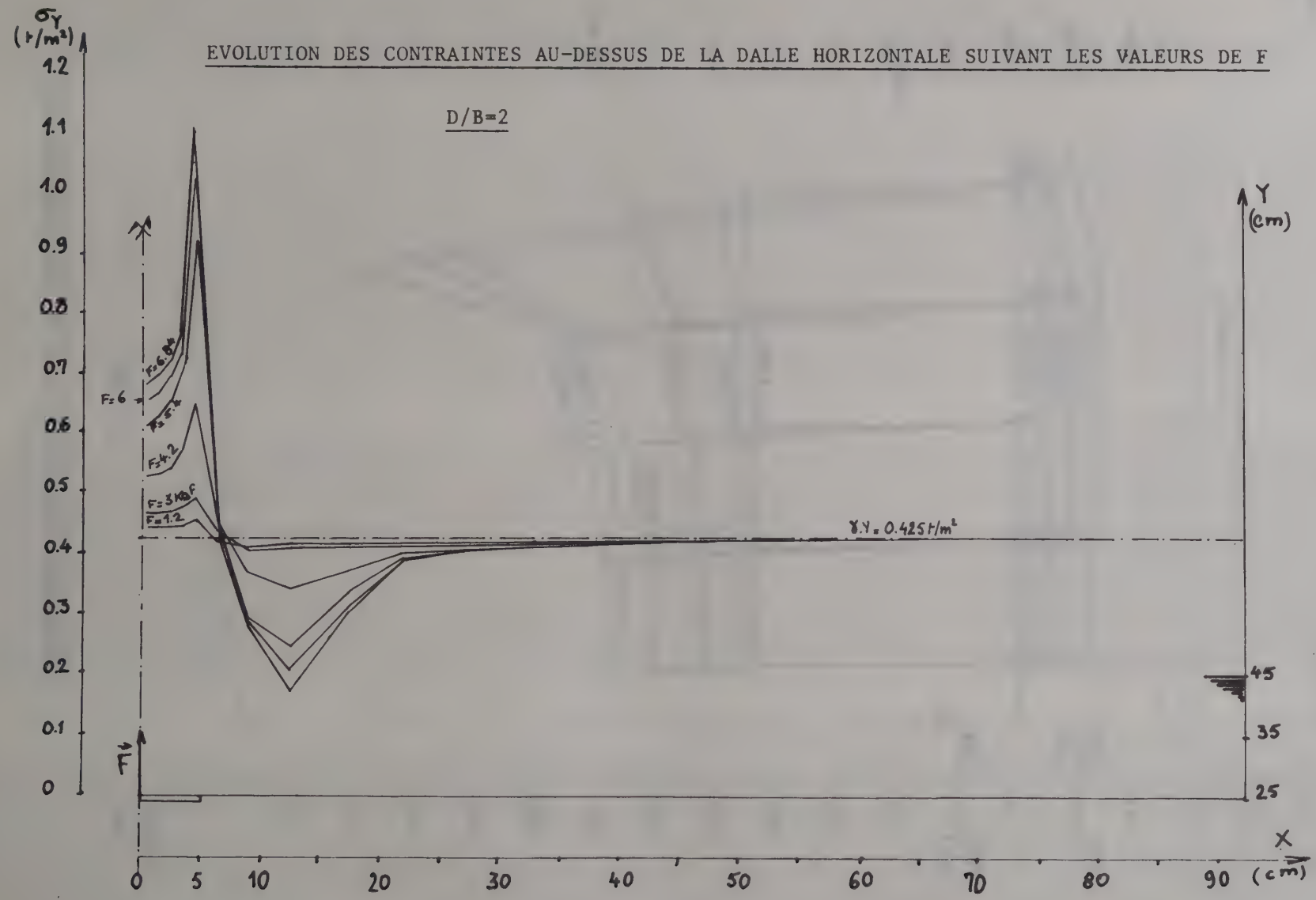
COMPARAISON DES RESULTATS THEORIQUES ET EXPERIMENTAUX



ETUDE DE LA FORCE F EN FONCTION DU DEPLACEMENT VERTICAL DE SON POINT D'APPLICATION

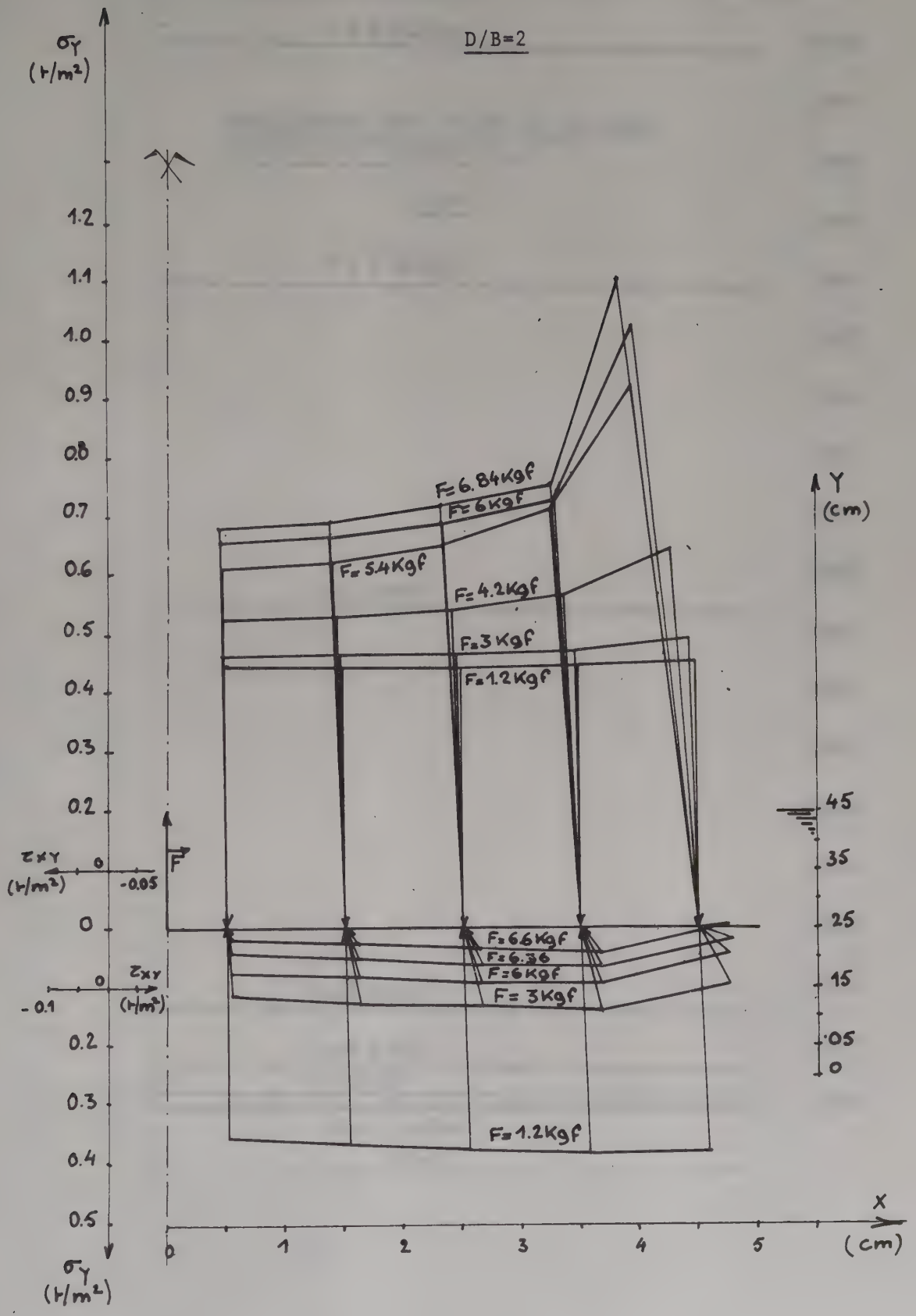
D/B= 2

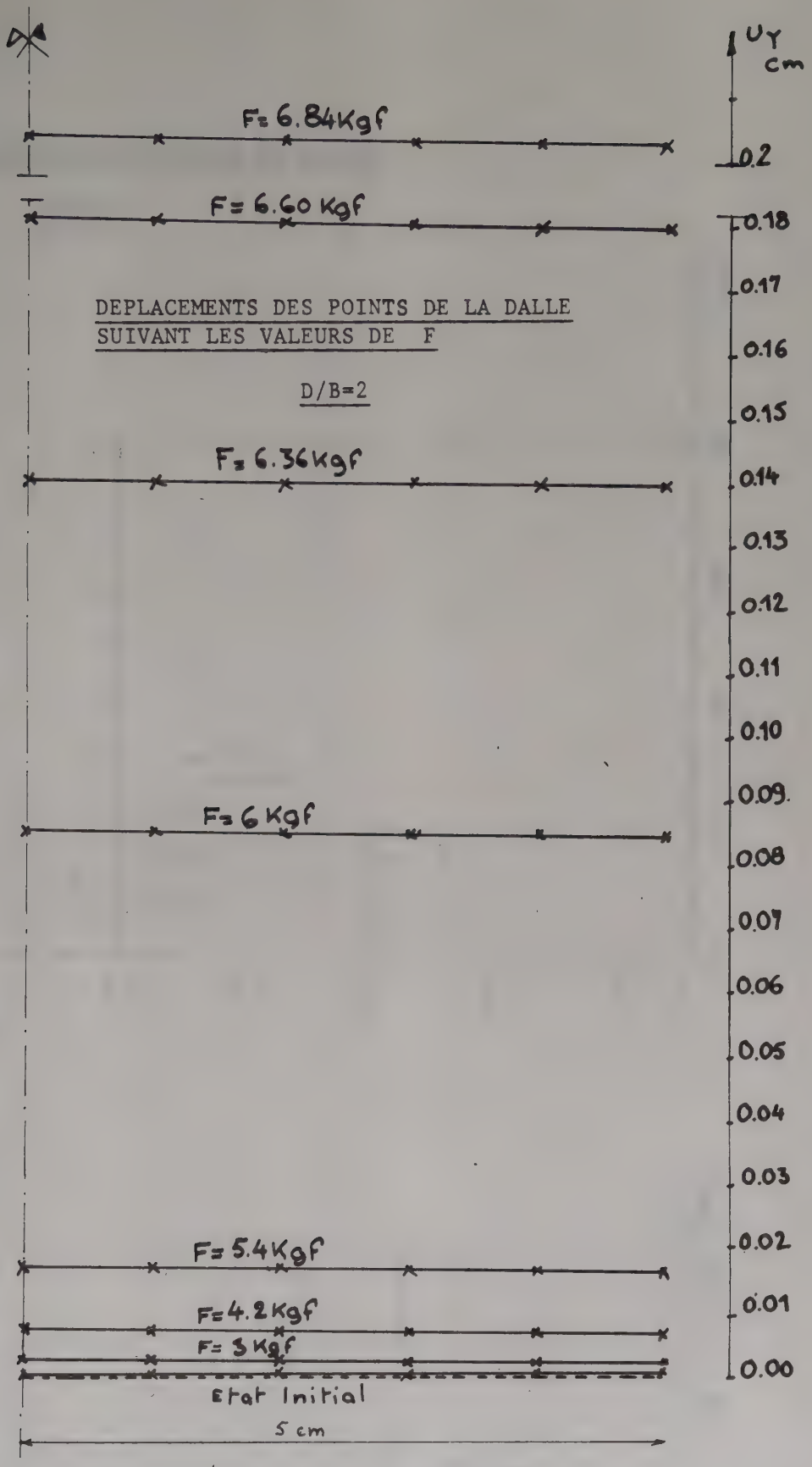


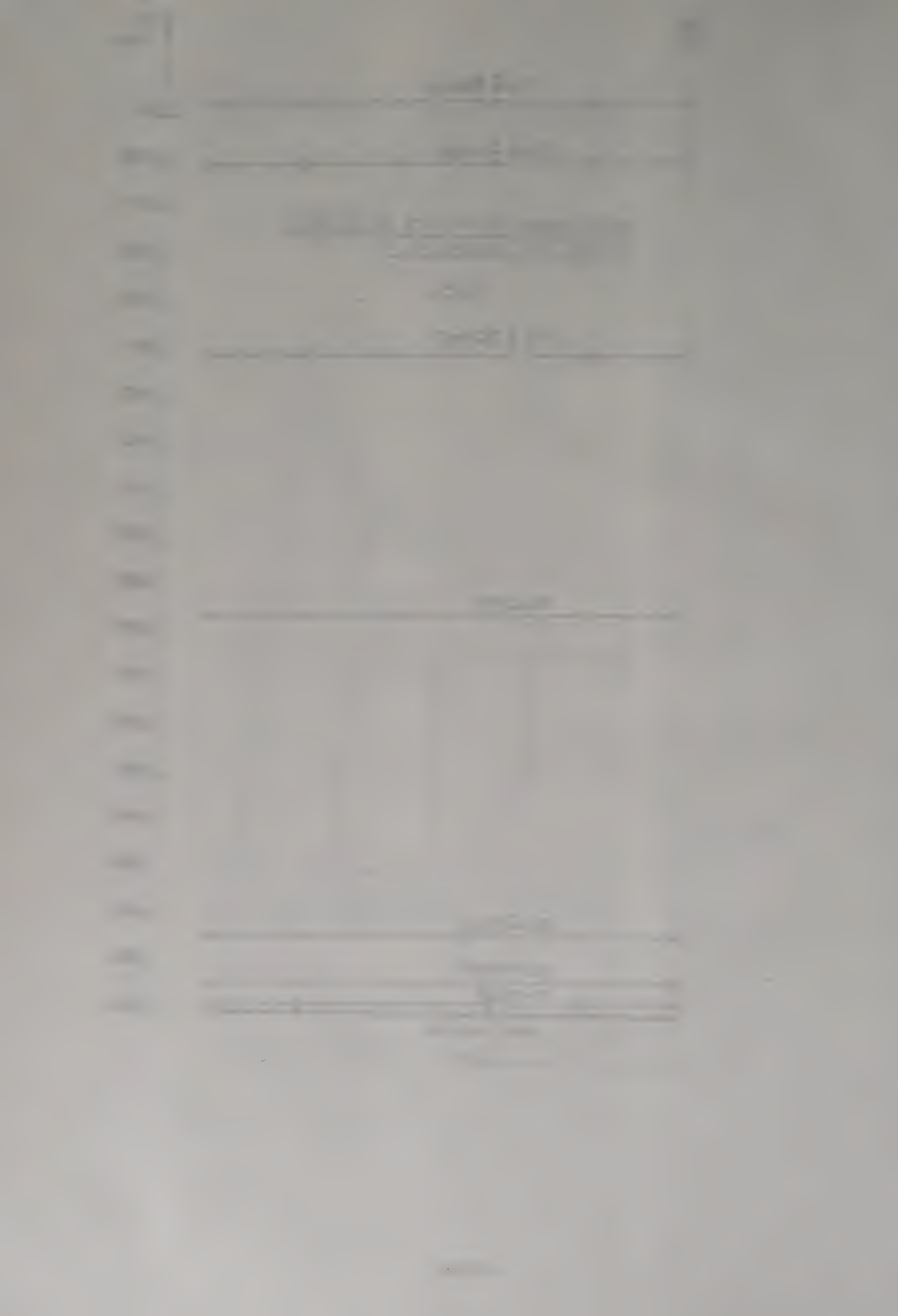

EVOLUTION DES CONTRAINTES AU-DESSUS DE LA DALLE HORIZONTALE SUIVANT LES VALEURS DE F
D/B=2
σY (t/m²)
Y (cm)
X (cm)
F=6
F=6.8
F=5.4
F=4.2
F=3 kgF
F=1.2
γ.Y = 0.425 t/m²
45
35
25
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0
1.1
1.2
0
5
10
20
30
40
50
60
70
80
90

CONTRAINTES VERTICALES SUR LA DALLE HORIZONTALE

D/B=2

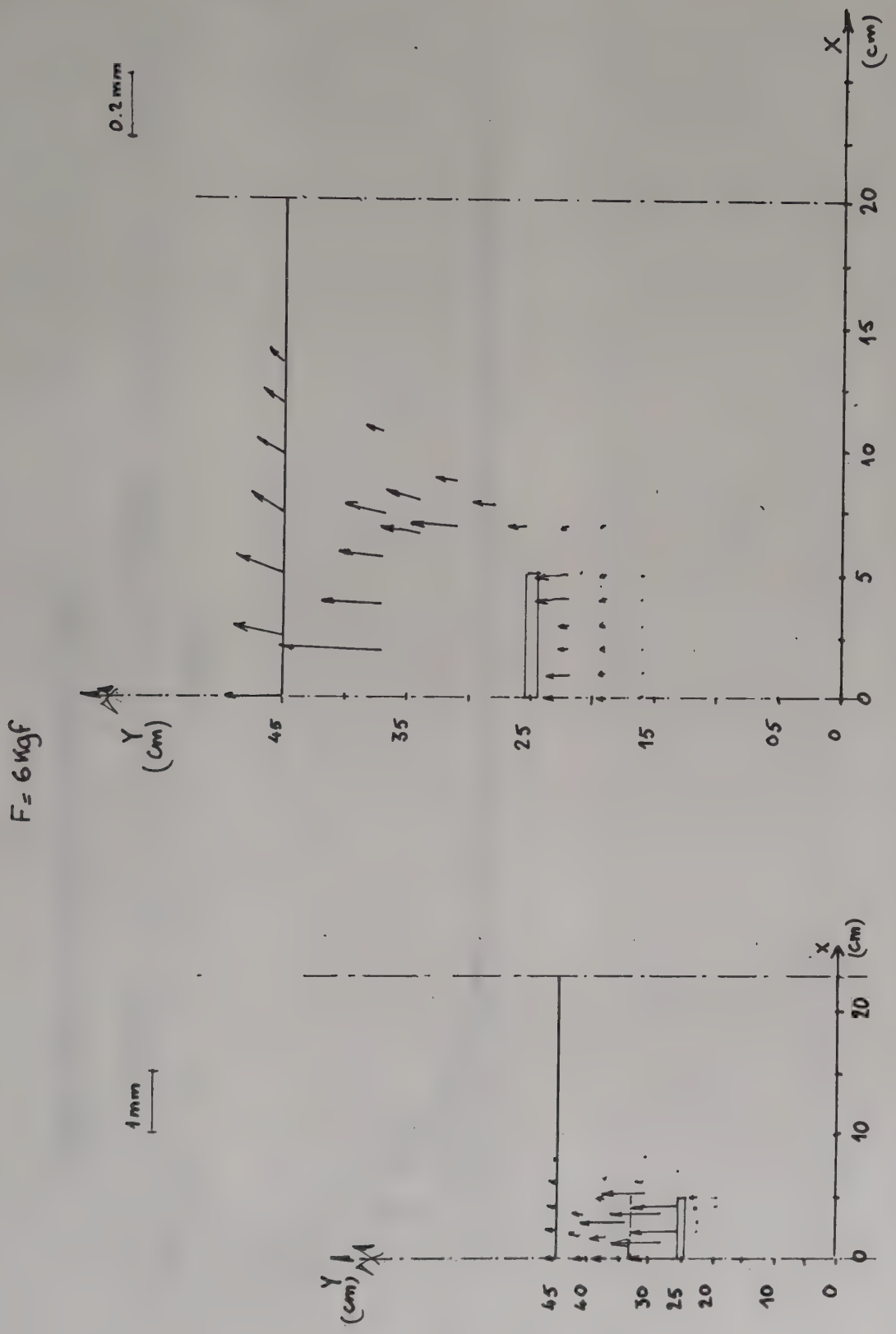


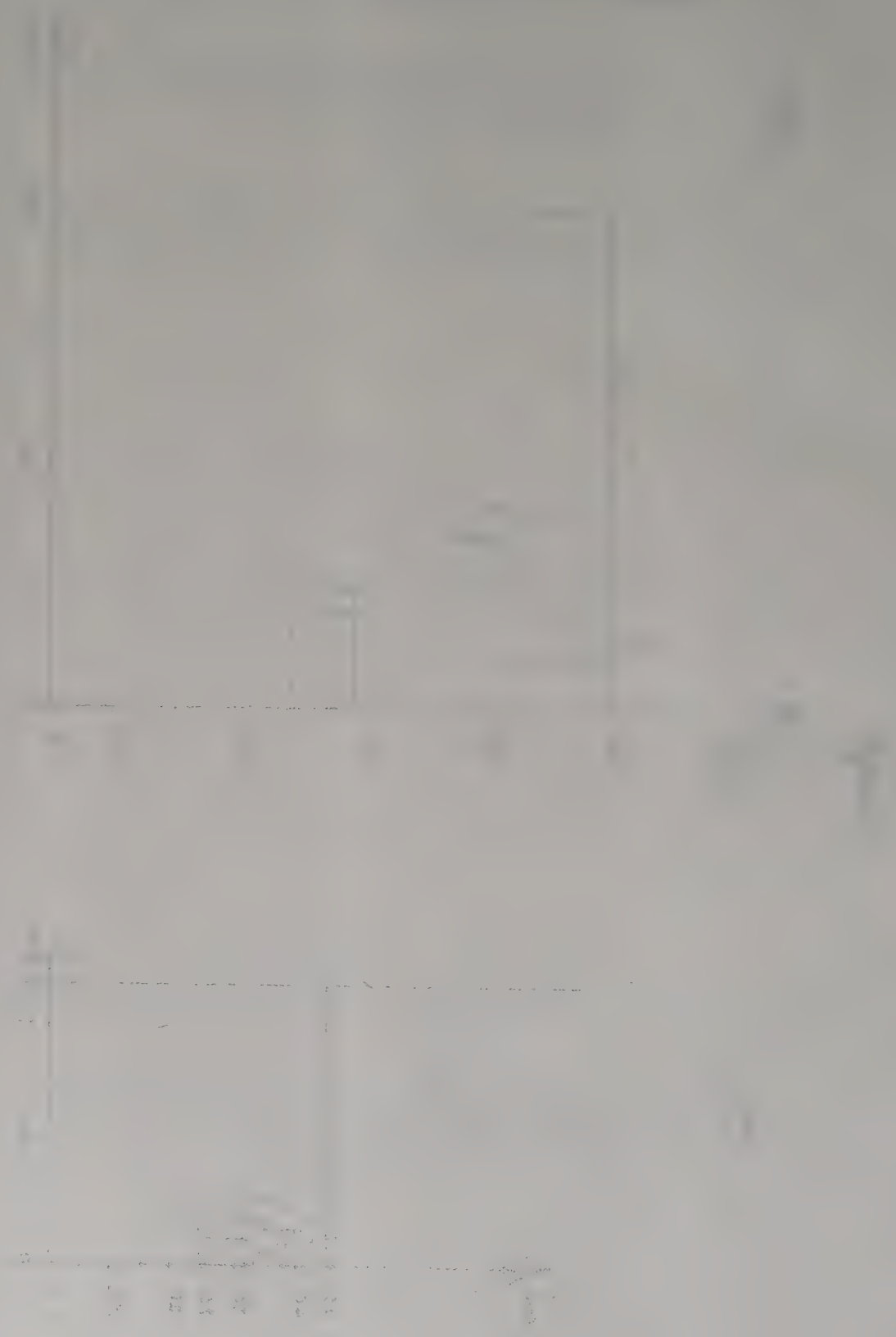

Uy
cm
F= 6.84Kgf
0.2
F= 6.60 Kgf
0.18
0.17
DEPLACEMENTS DES POINTS DE LA DALLE
SUIVANT LES VALEURS DE F
D/B=2
0.16
0.15
F= 6.36Kgf
0.14
0.13
0.12
0.11
0.10
0.09
F= 6 Kgf
0.08
0.07
0.06
0.05
0.04
0.03
F= 5.4Kgf
0.02
F= 4.2Kgf
0.01
F= 3 Kgf
0.00
Etat Initial
5 cm



DEPLACEMENTS DES POINTS DU MASSIF

D/B=2



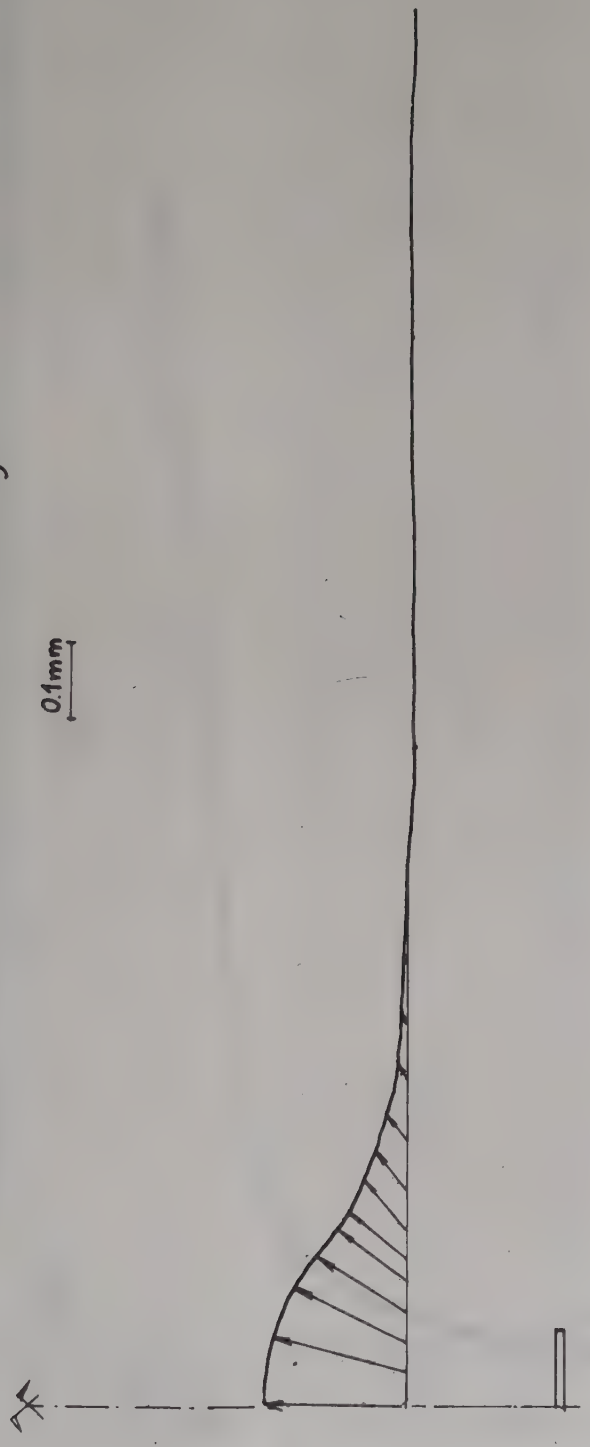


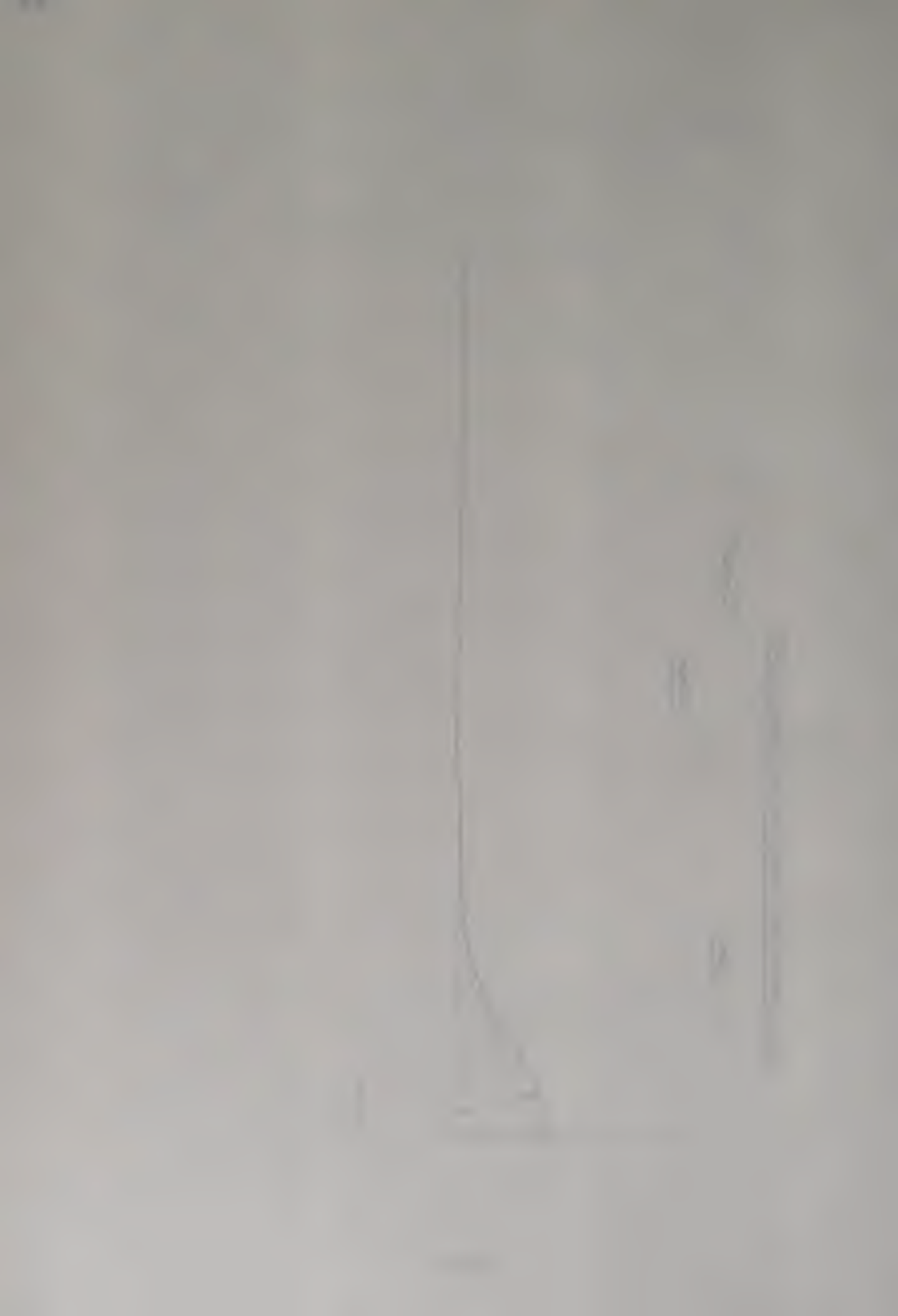
DEPLACEMENTS DES POINTS DE LA SURFACE LIBRE

D/B=2

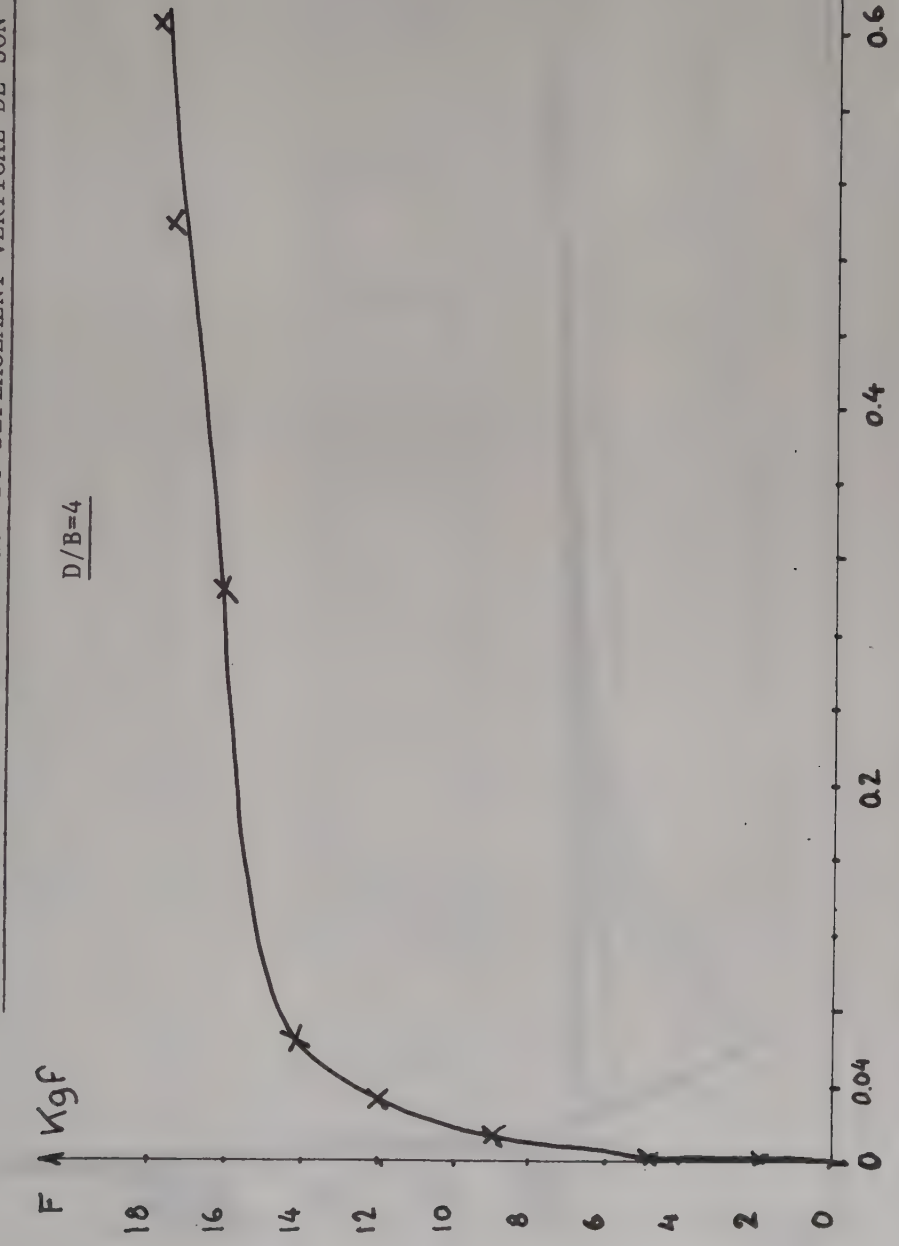
F=6 Kgf

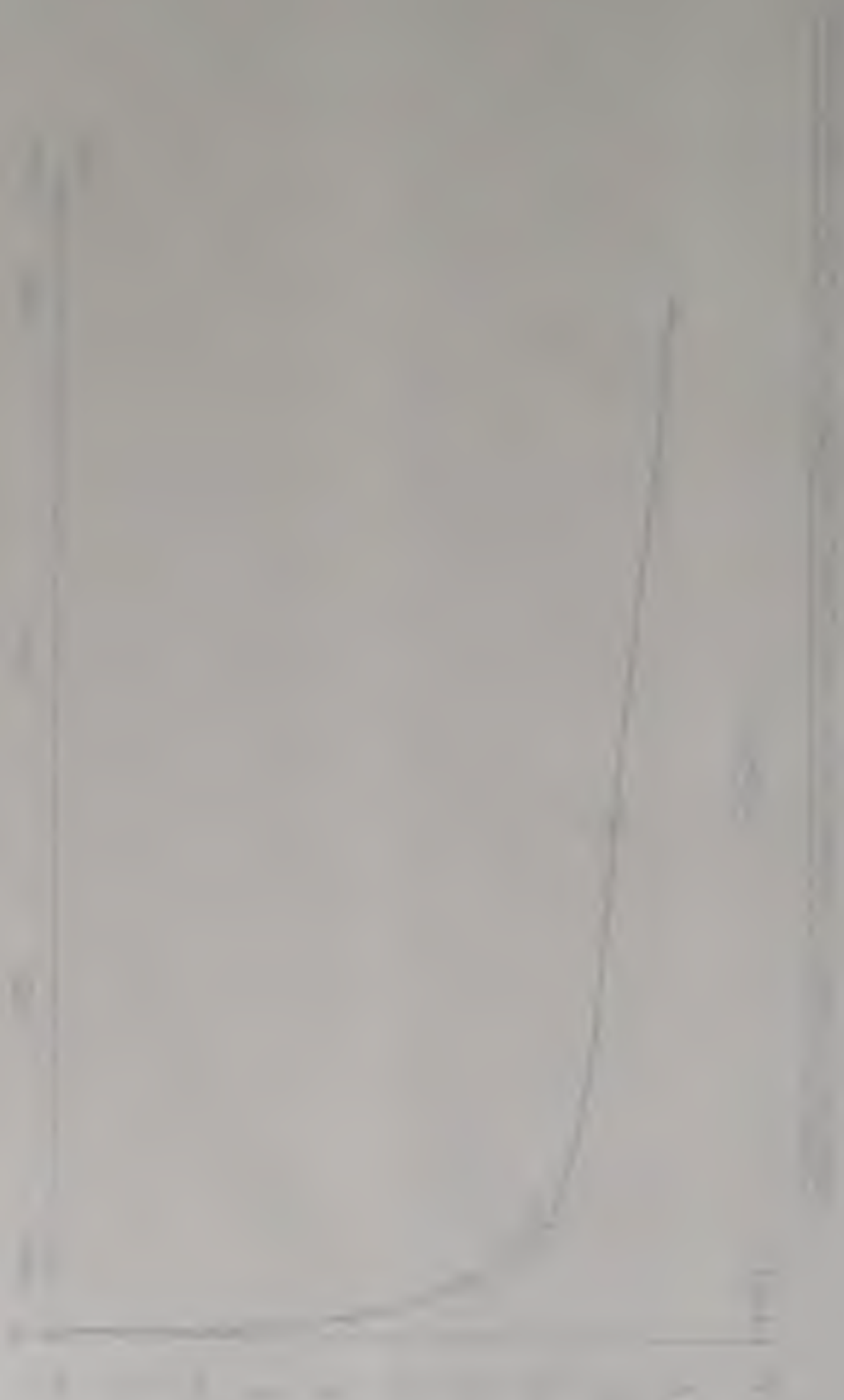
0.1mm



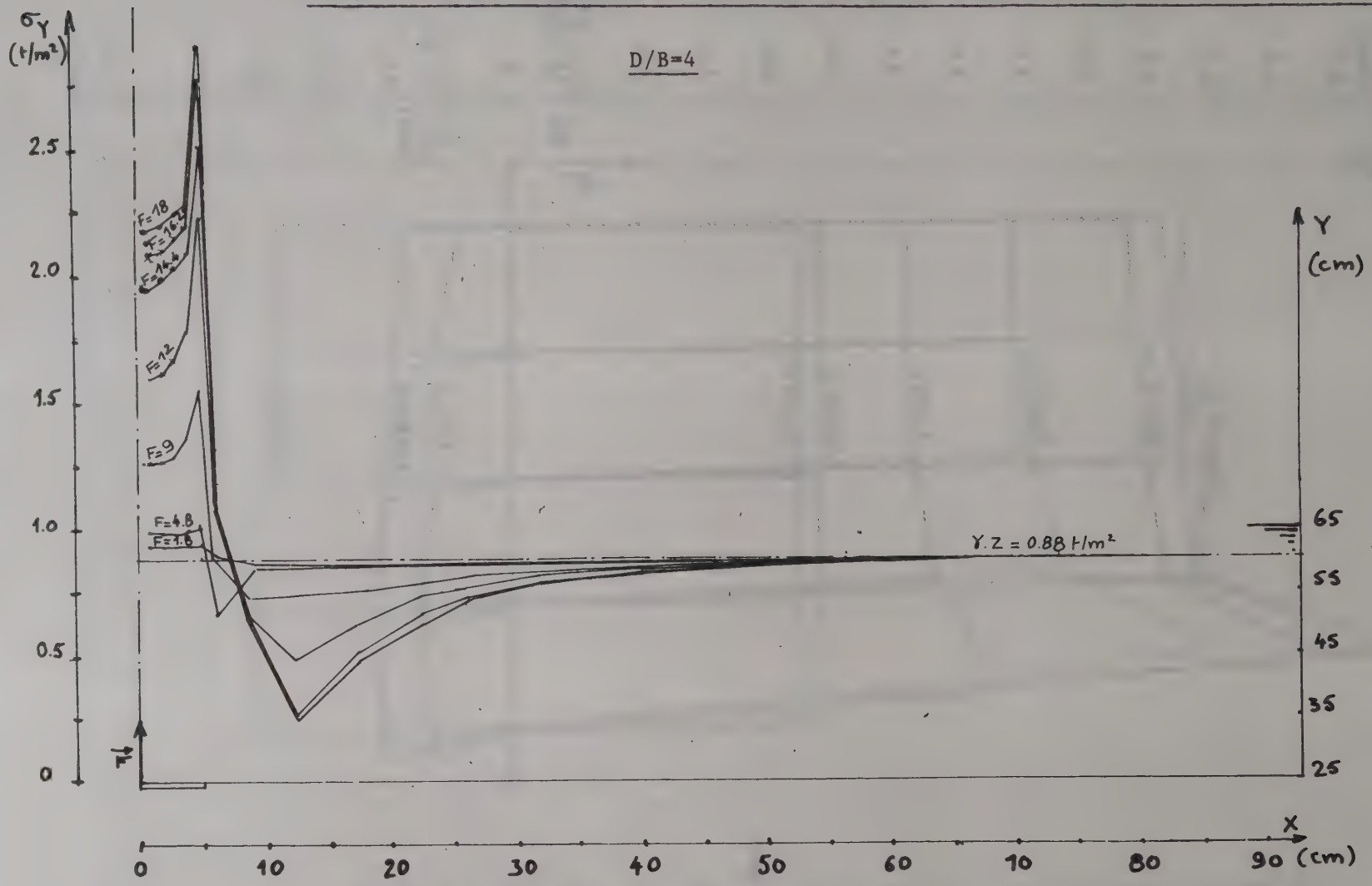


ETUDE DE LA FORCE F EN FONCTION DU DEPLACEMENT VERTICAL DE SON POINT D'APPLICATION



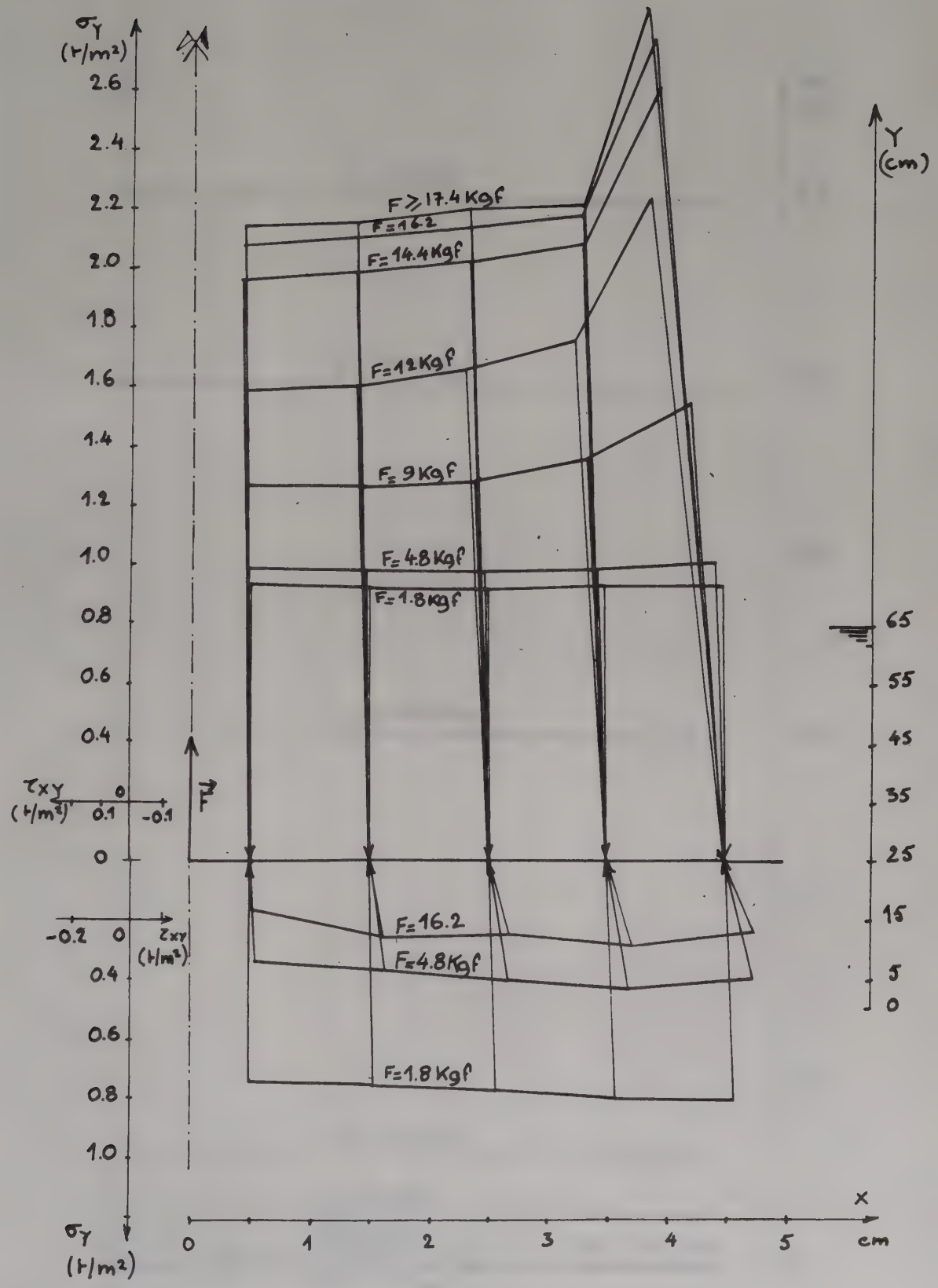


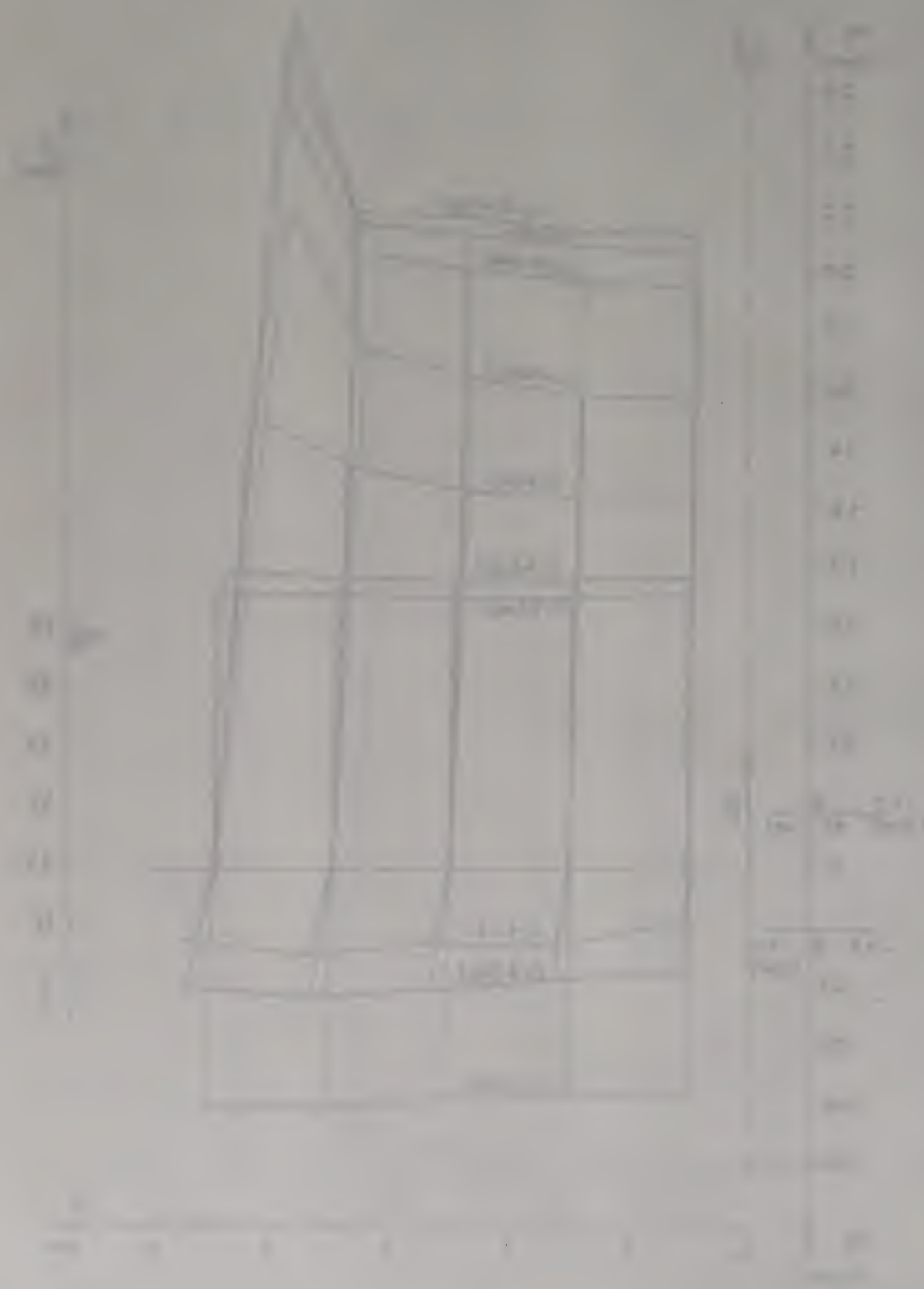
EVOLUTION DES CONTRAINTES AU-DESSUS DE LA DALLE HORIZONTALE SUIVANT LES VALEURS DE F



CONTRAINTES VERTICALES SUR LA DALLE HORIZONTALE

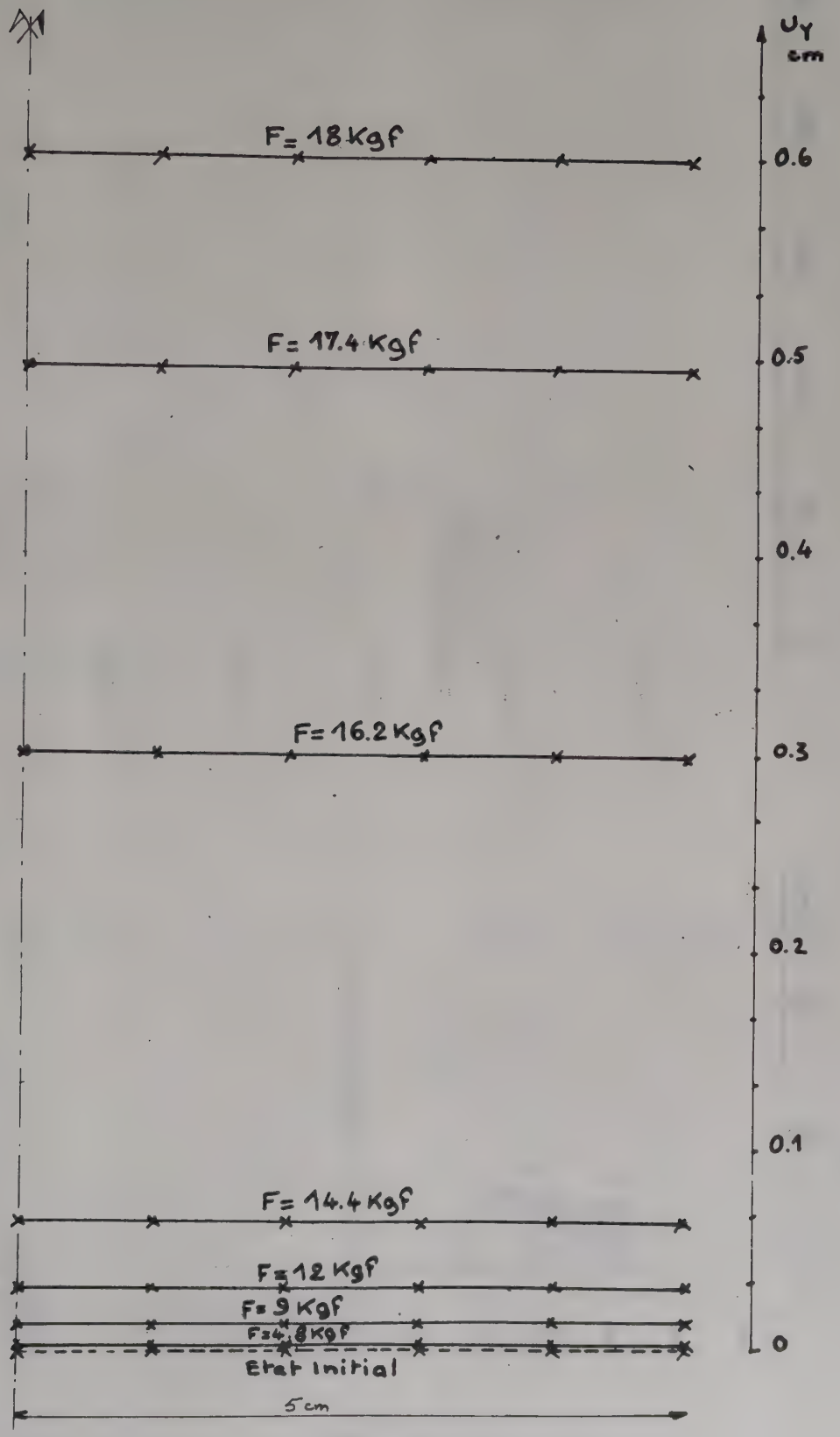
D/B=4





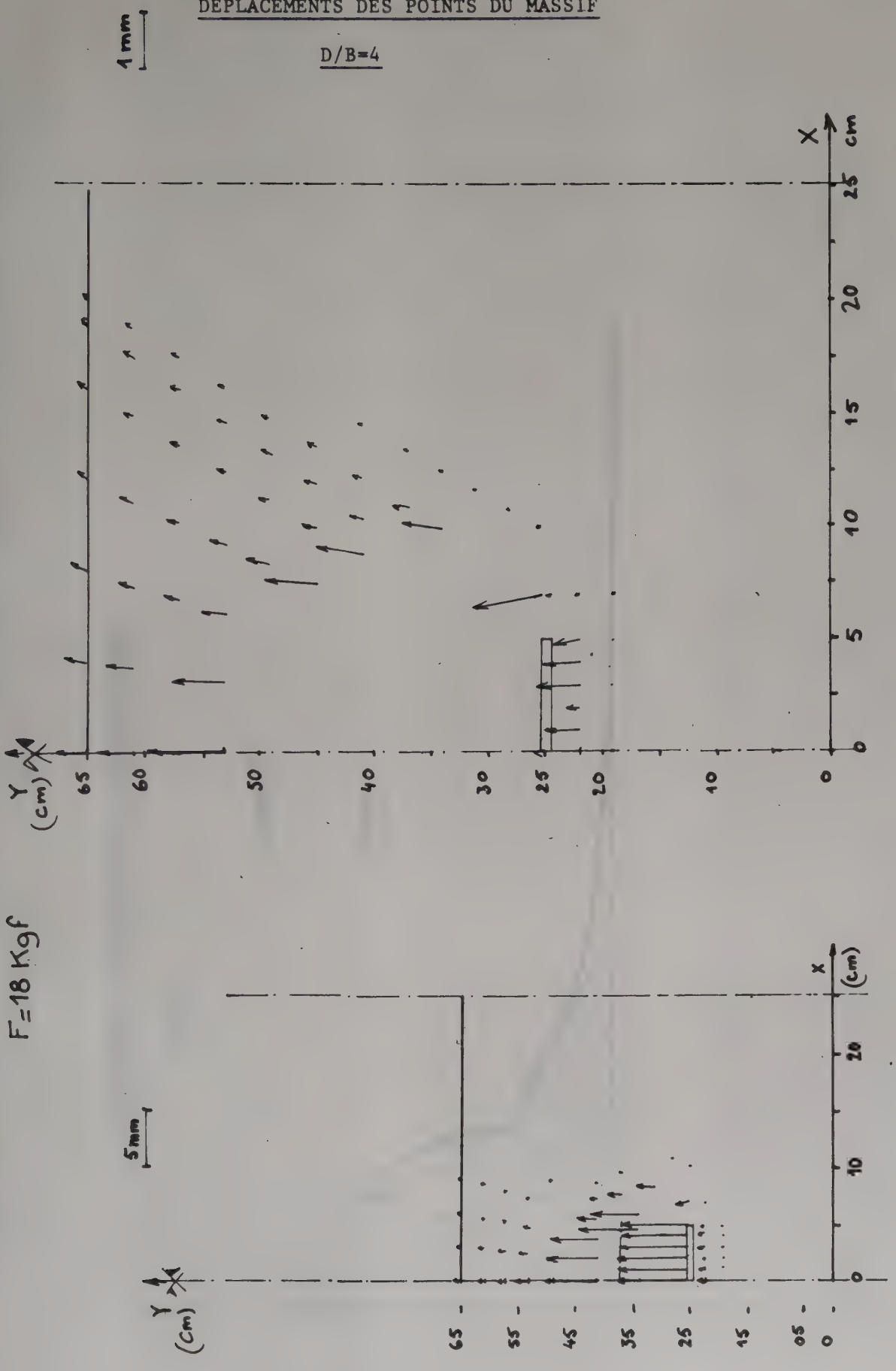
DEPLACEMENTS DES POINTS DE LA DALLE SUIVANT LES VALEURS DE F

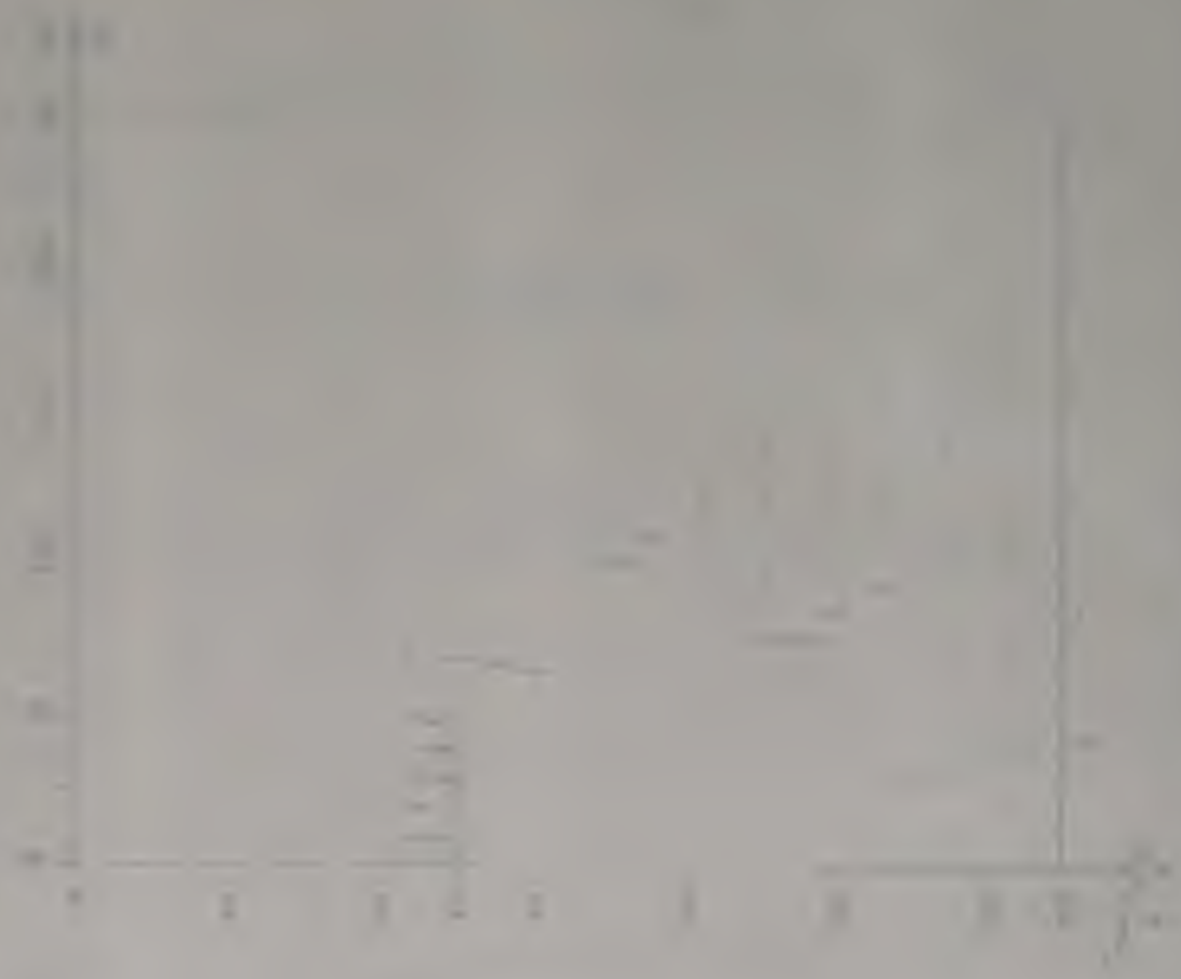
D/B=4

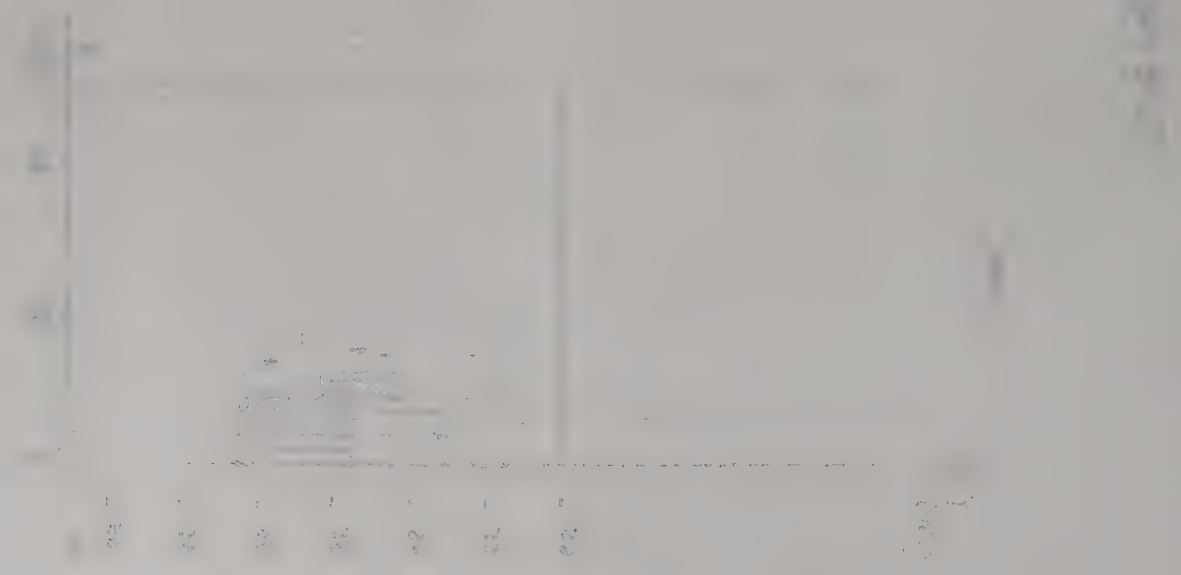


DEPLACEMENTS DES POINTS DU MASSIF

D/B=4





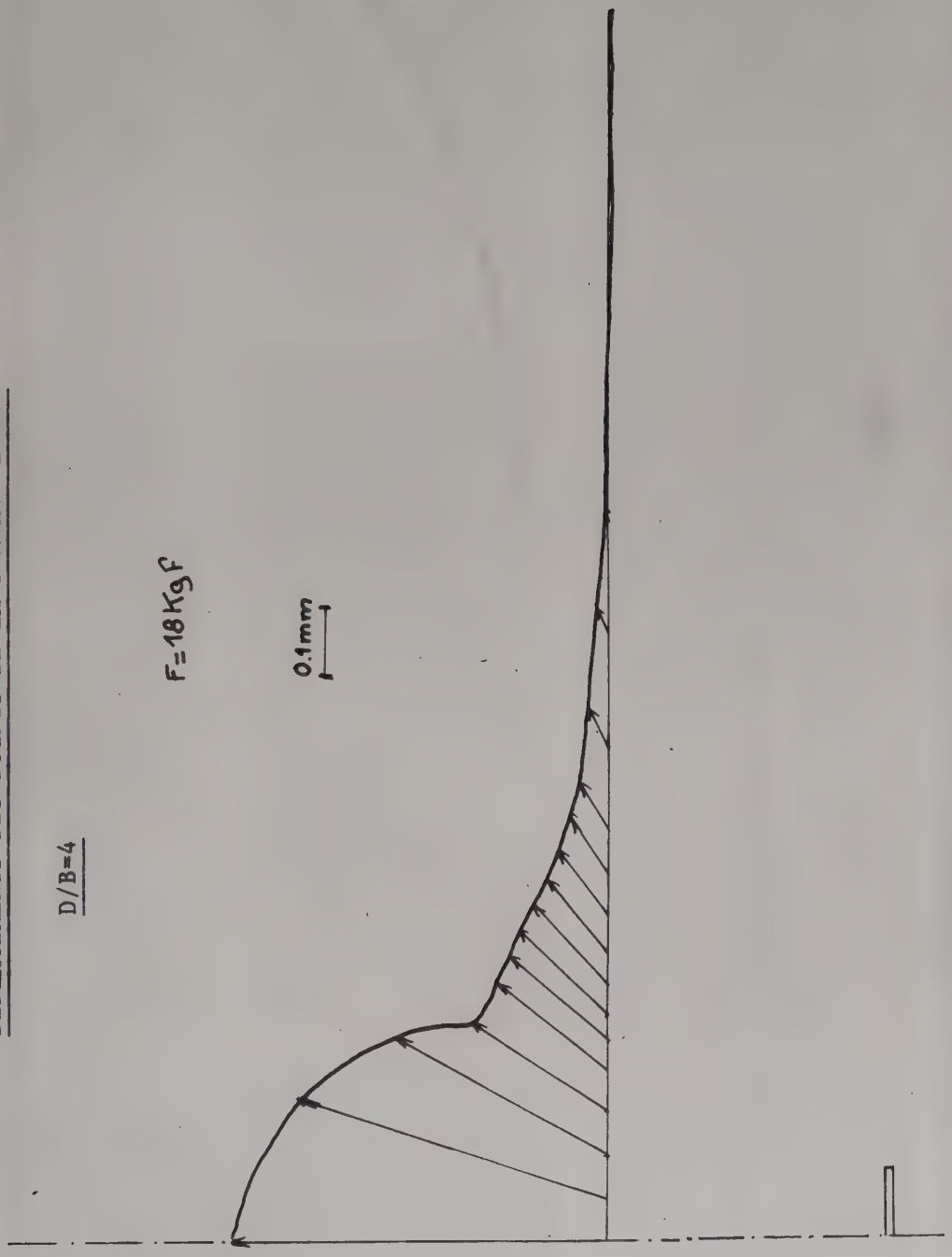


DEPLACEMENTS DES POINTS DE LA SURFACE LIBRE

D/B=4

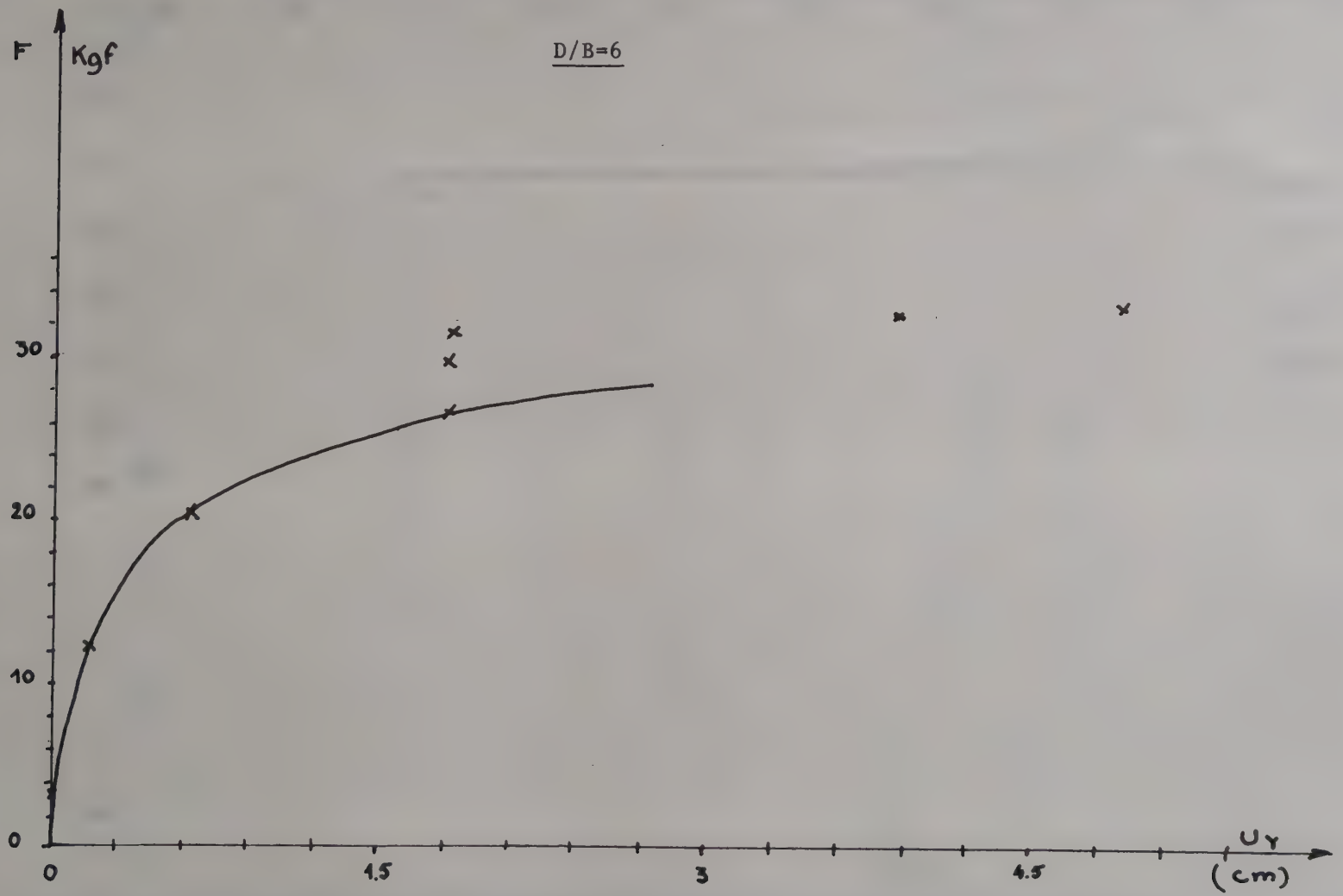
F=18 KgF

0.1mm



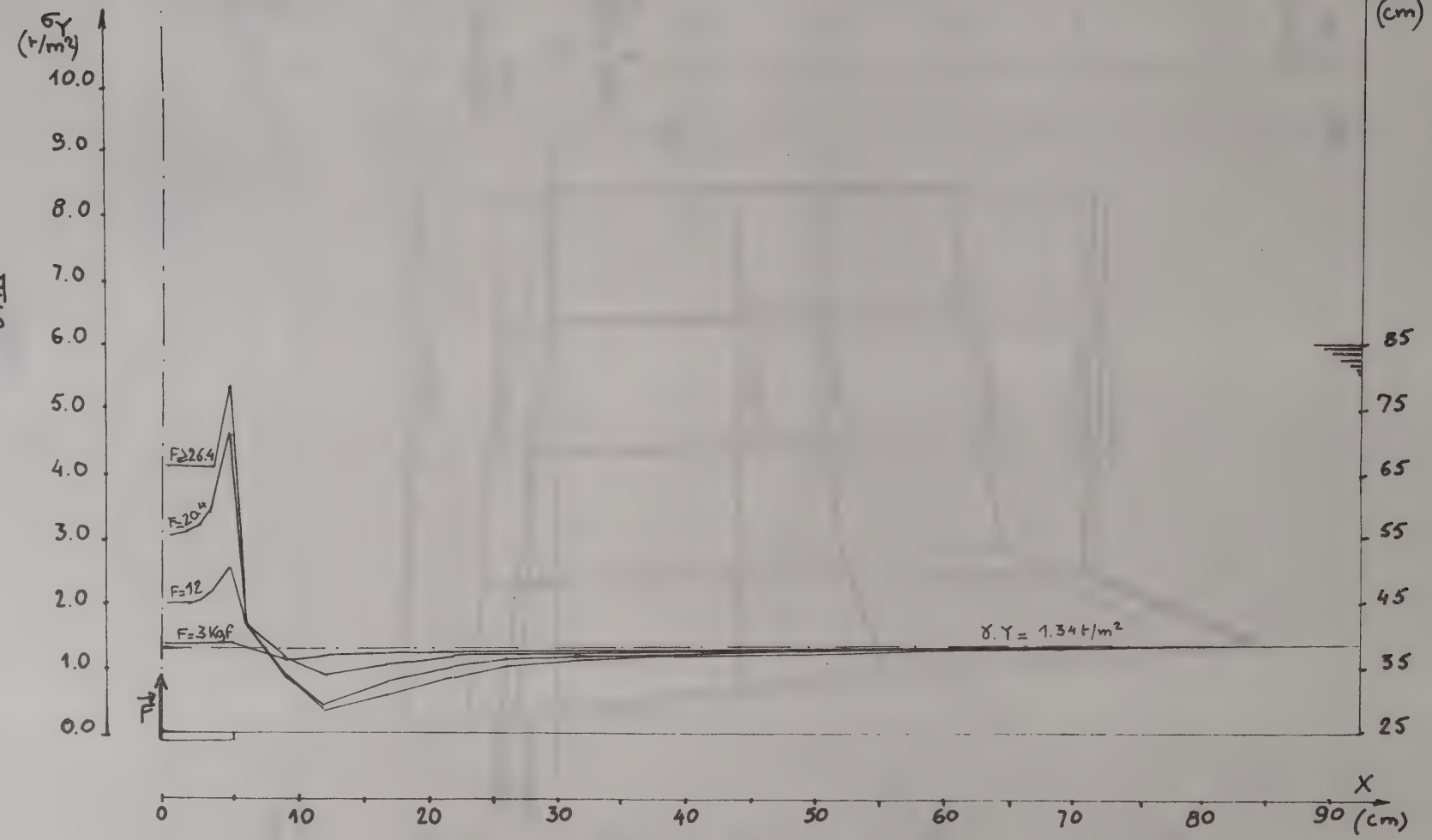
ETUDE DE LA FORCE F EN FONCTION DU DEPLACEMENT VERTICAL DE SON POINT D'APPLICATION

D/B=6



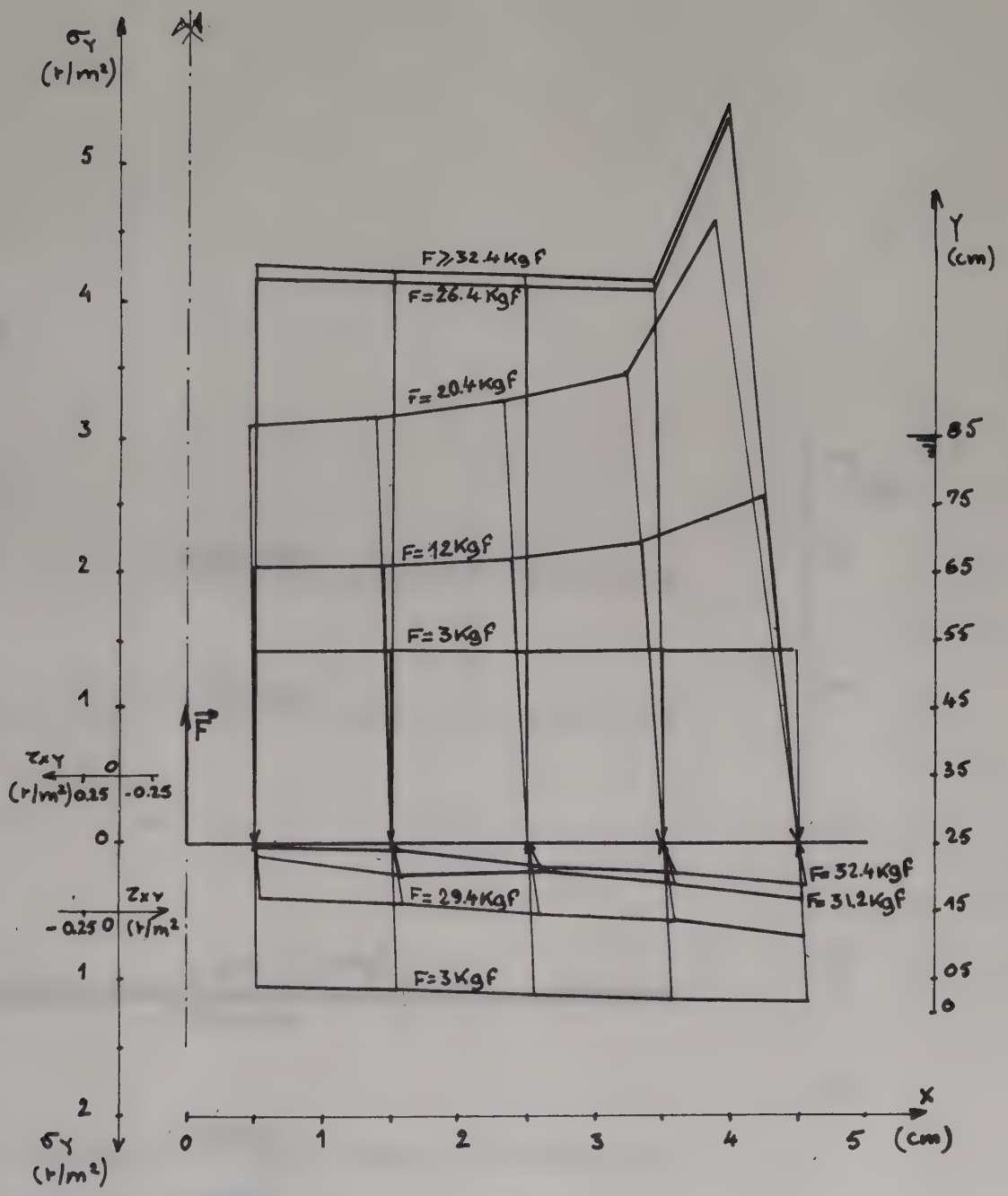
EVOLUTION DES CONTRAINTES AU-DESSUS DE LA DALLE HORIZONTALE SUIVANT LES VALEURS DE F

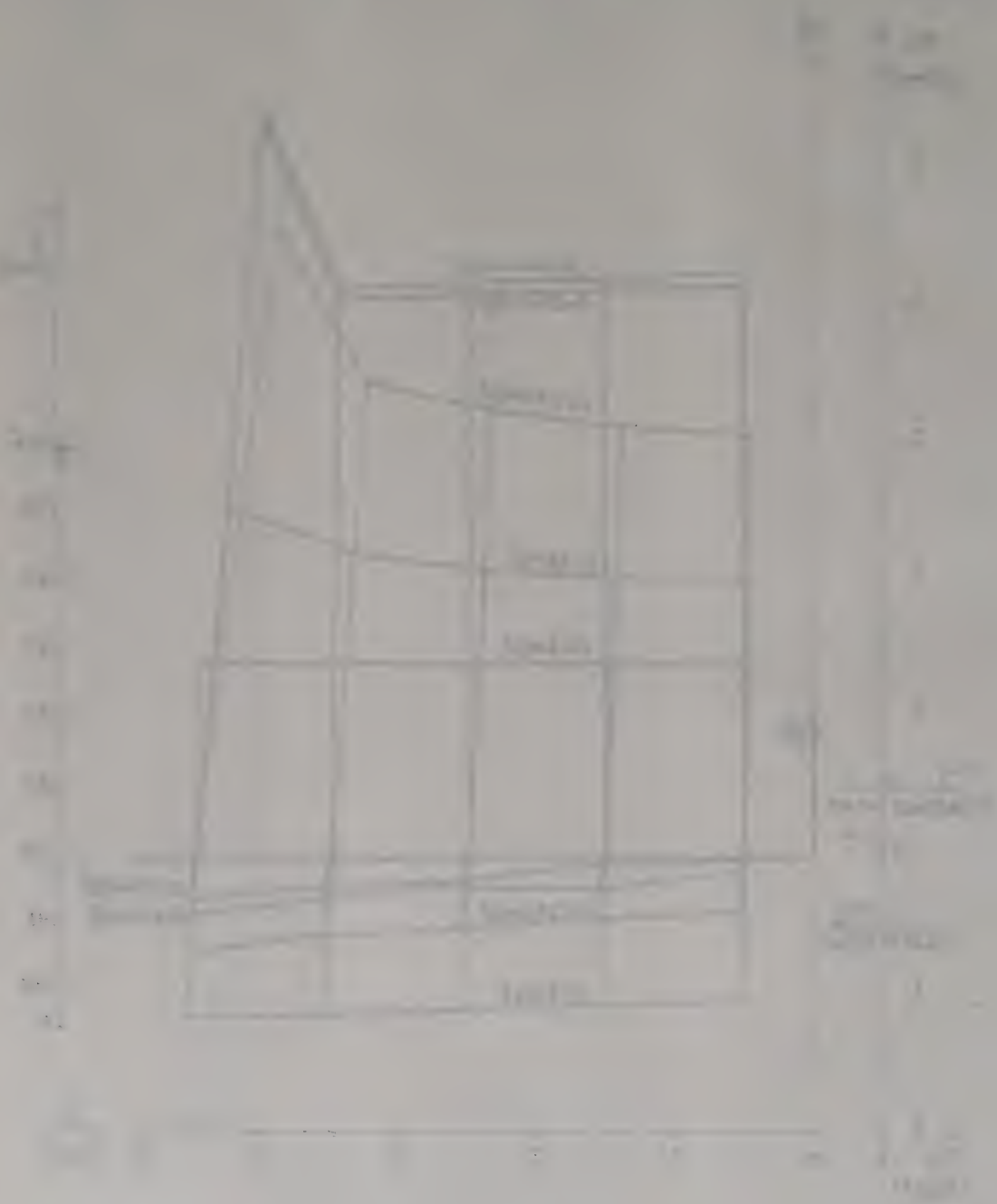
D/B=6



CONTRAINTES VERTICALES SUR LA DALLE HORIZONTALE

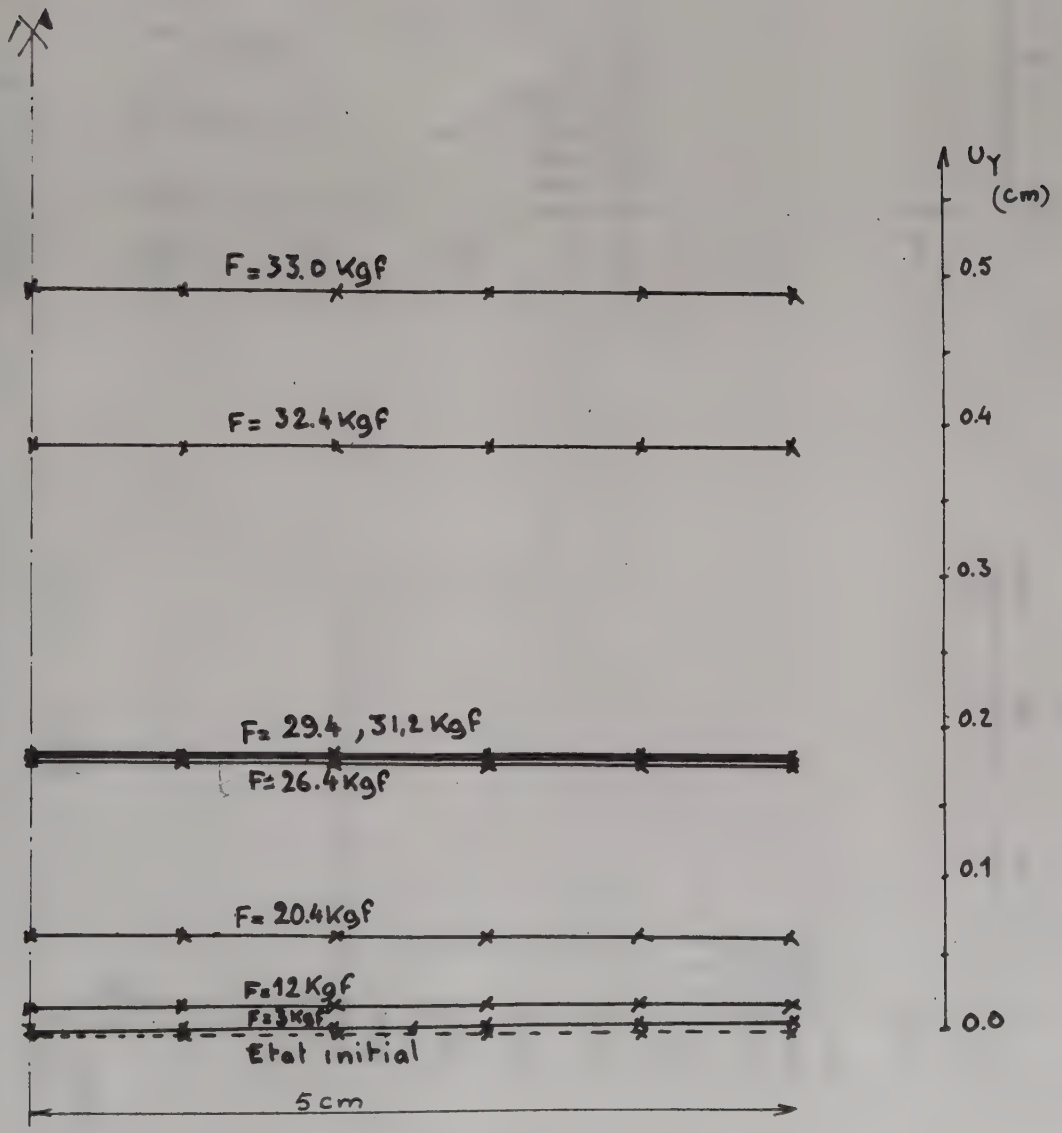
D/B=6

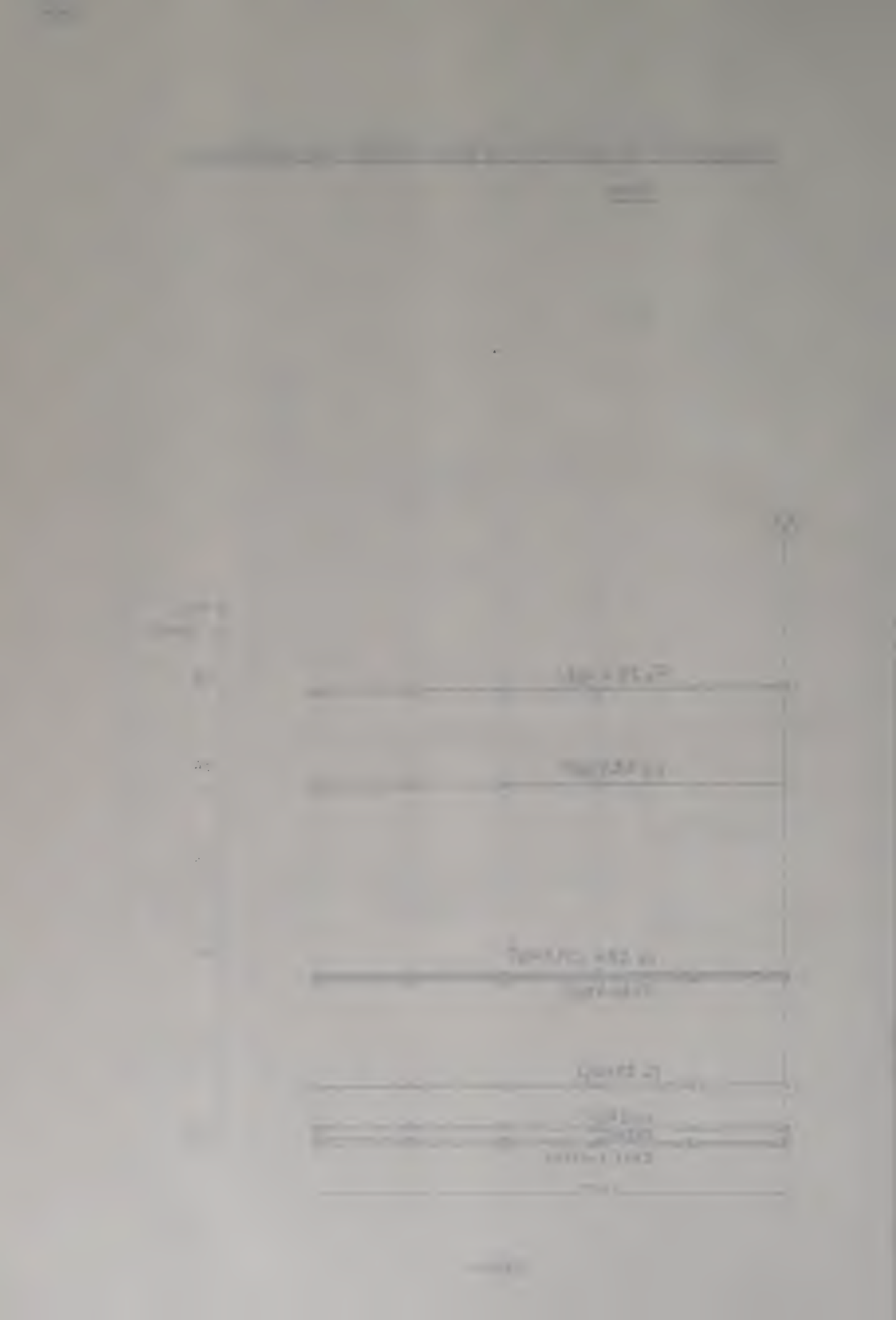




DEPLACEMENTS DES POINTS DE LA DALLE SUIVANT LES VALEURS DE F

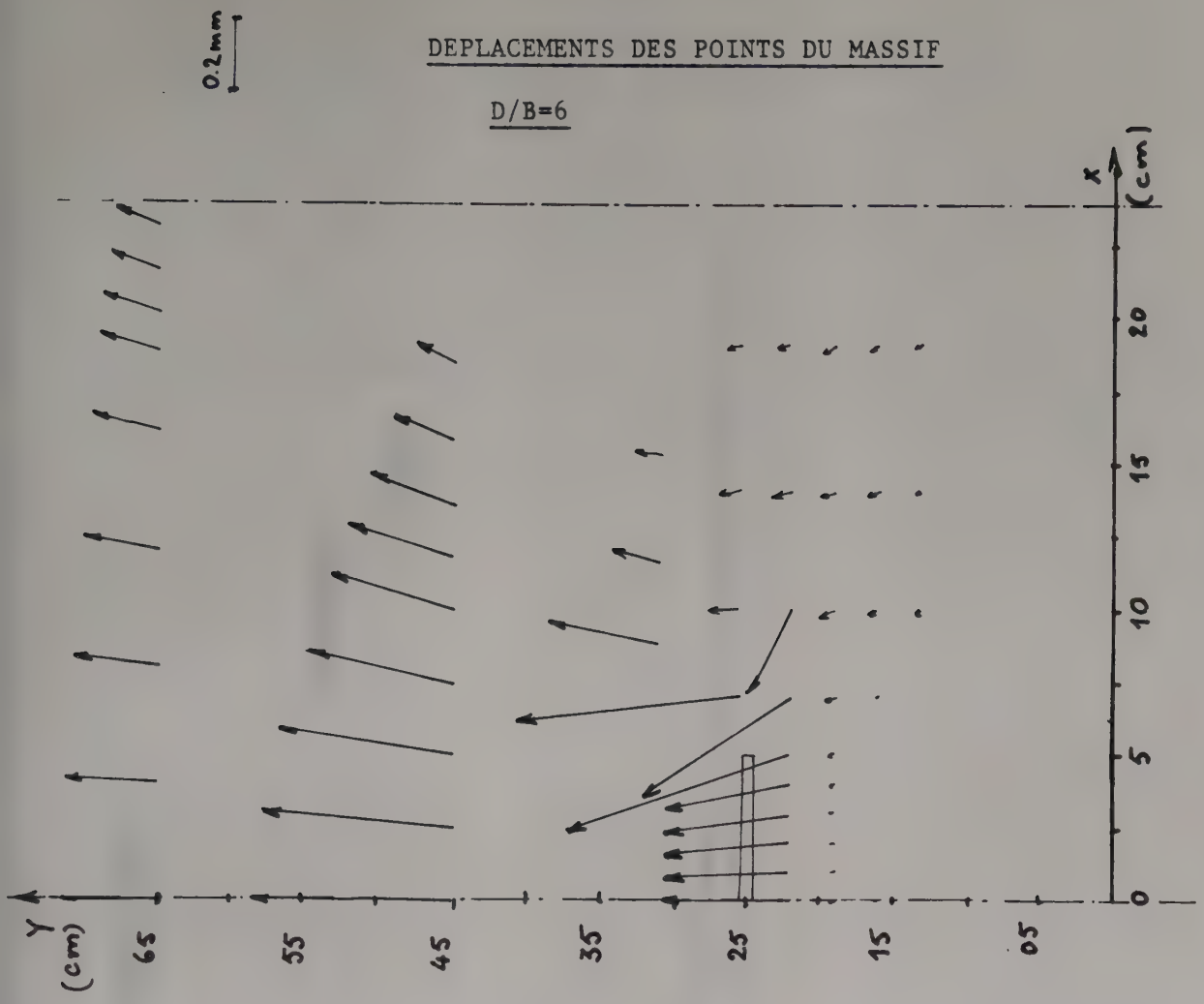
D/B=6



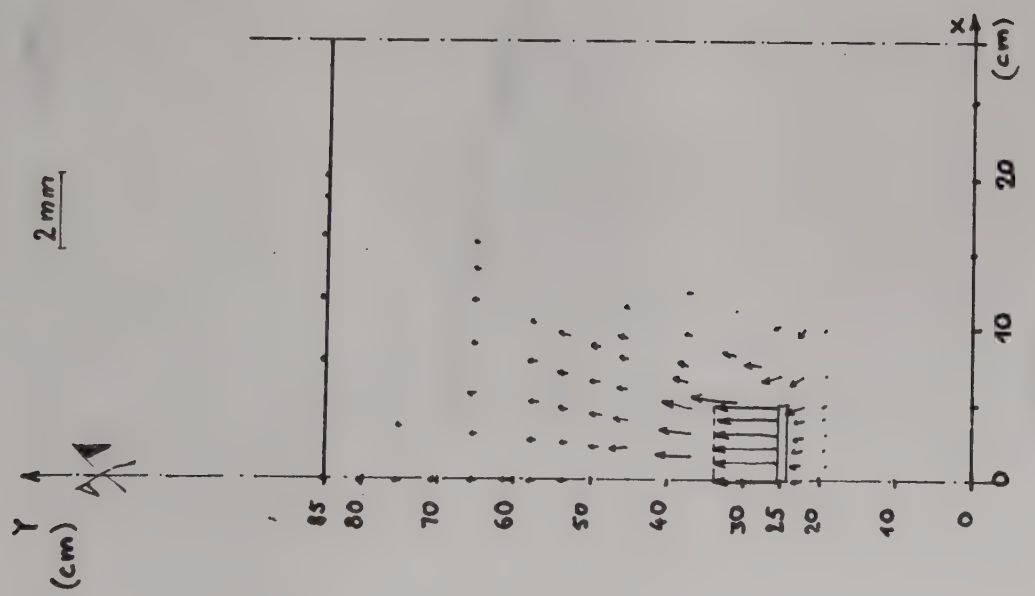


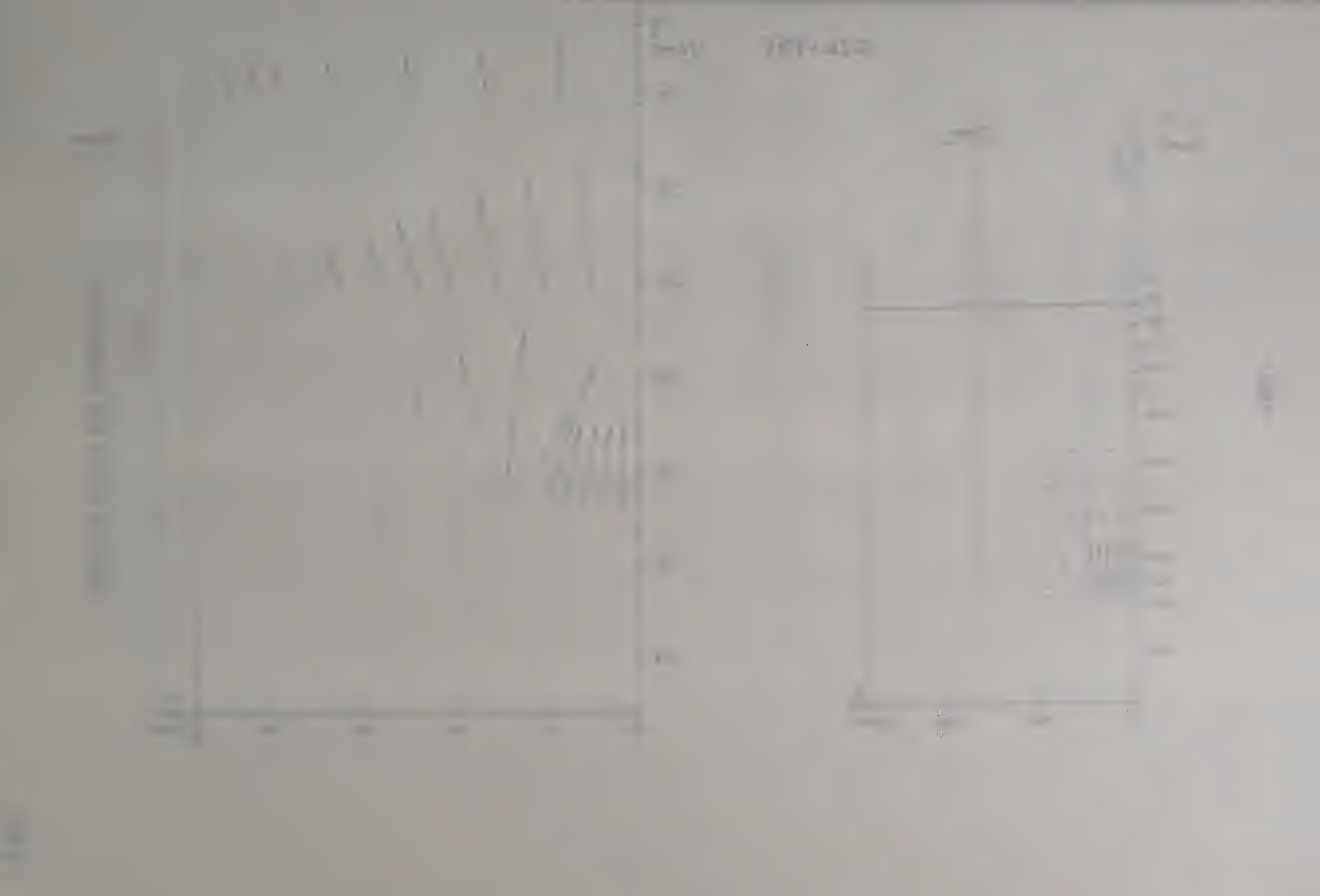
DEPLACEMENTS DES POINTS DU MASSIF

D/B=6



F=26.4 KgF

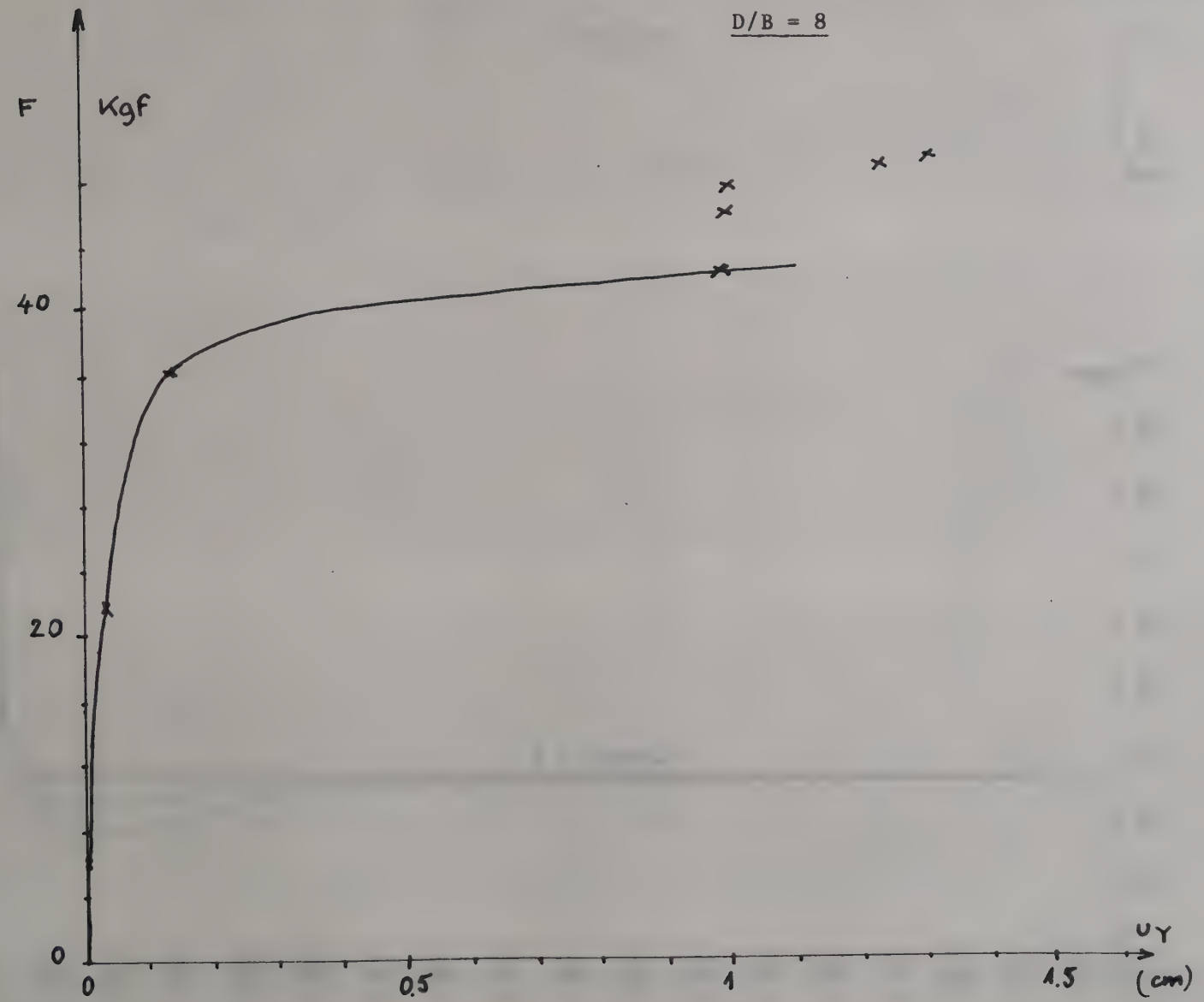




DEPLACEMENTS DES POINTS DE LA SURFACE LIBRE

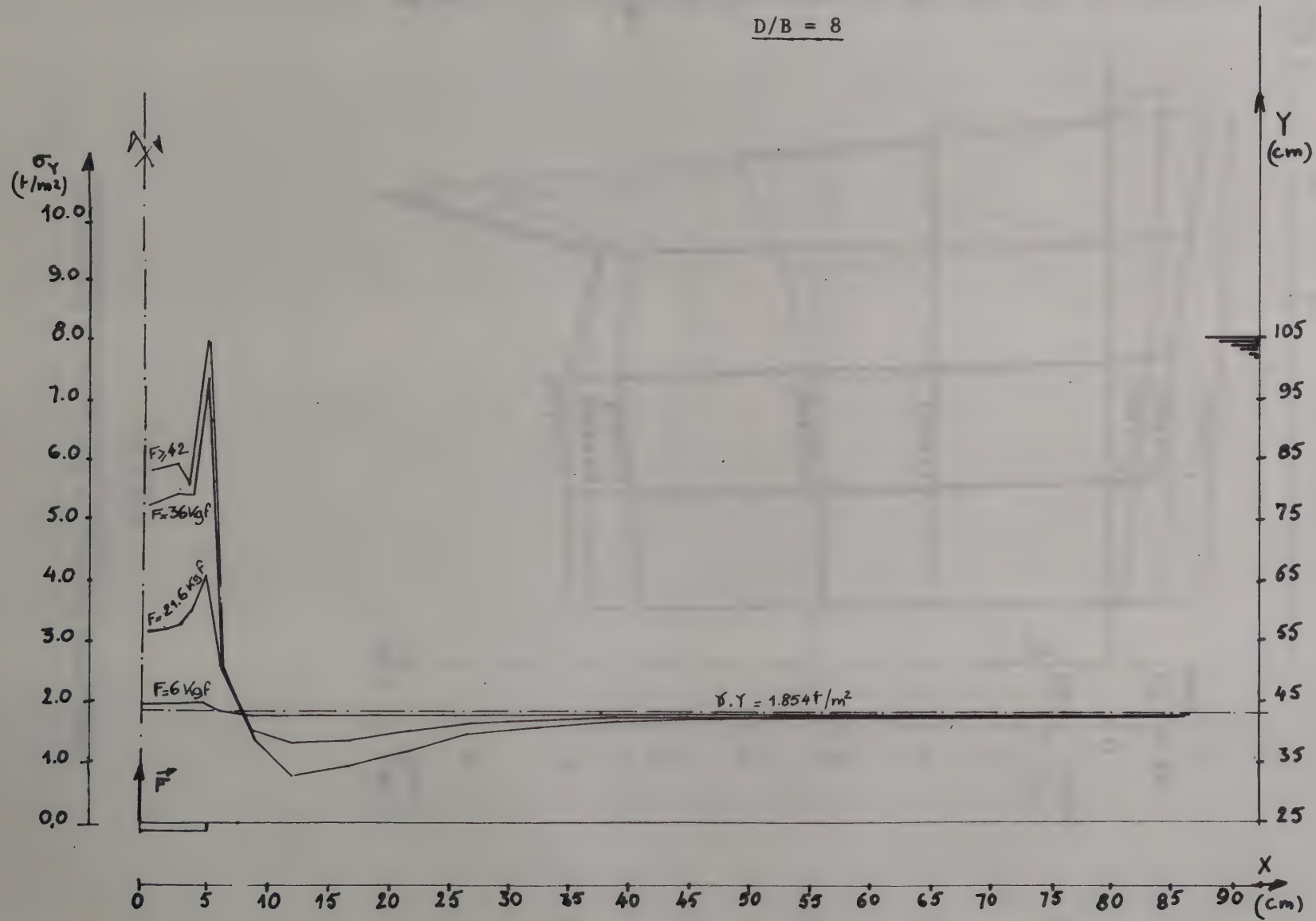
D/B=6

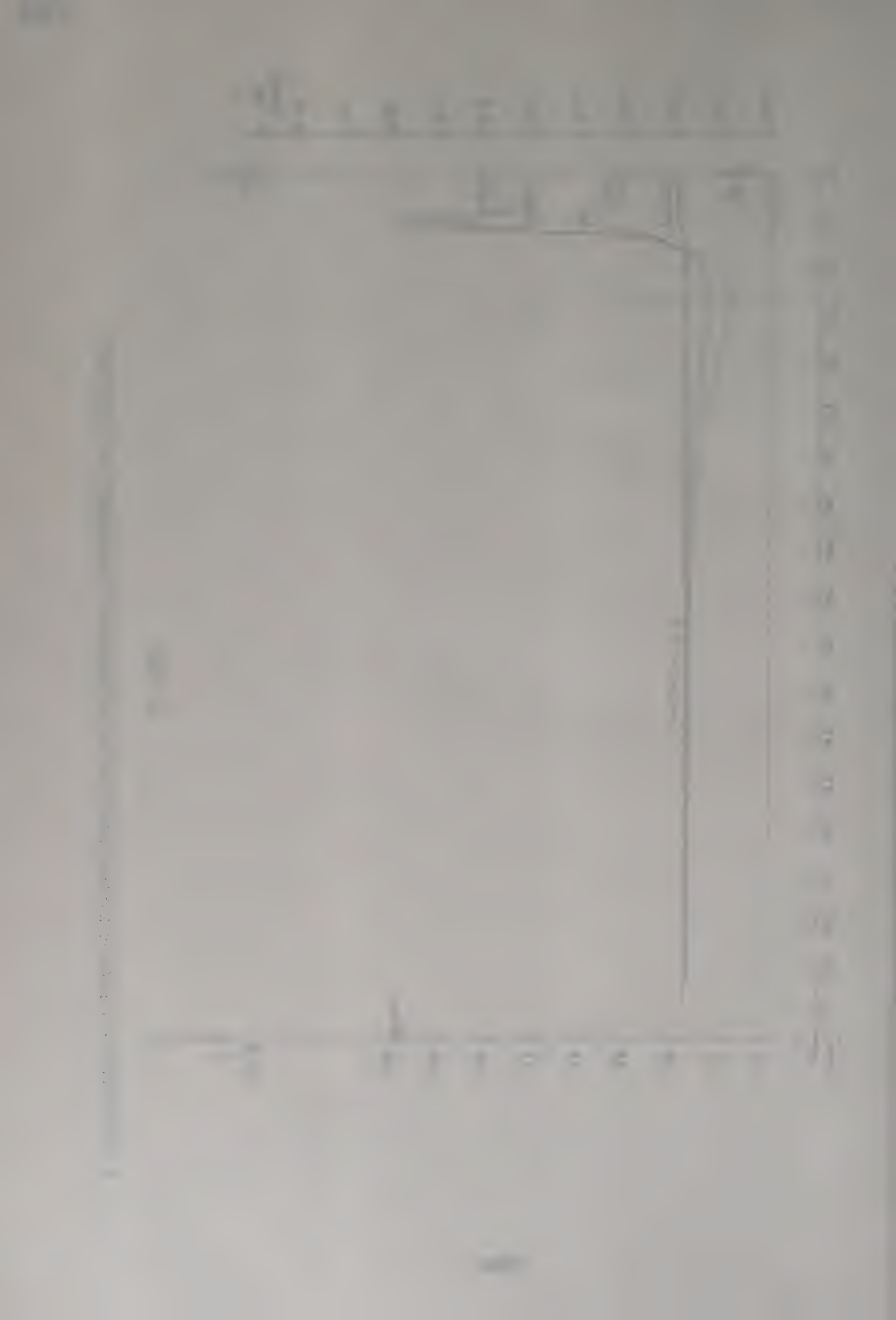
ETUDE DE LA FORCE F EN FONCTION DU DEPLACEMENT VERTICAL DE SON POINT D'APPLICATION



EVOLUTION DES CONTRAINTES AU-DESSUS DE LA DALLE HORIZONTALE SUIVANT LES VALEURS DE F

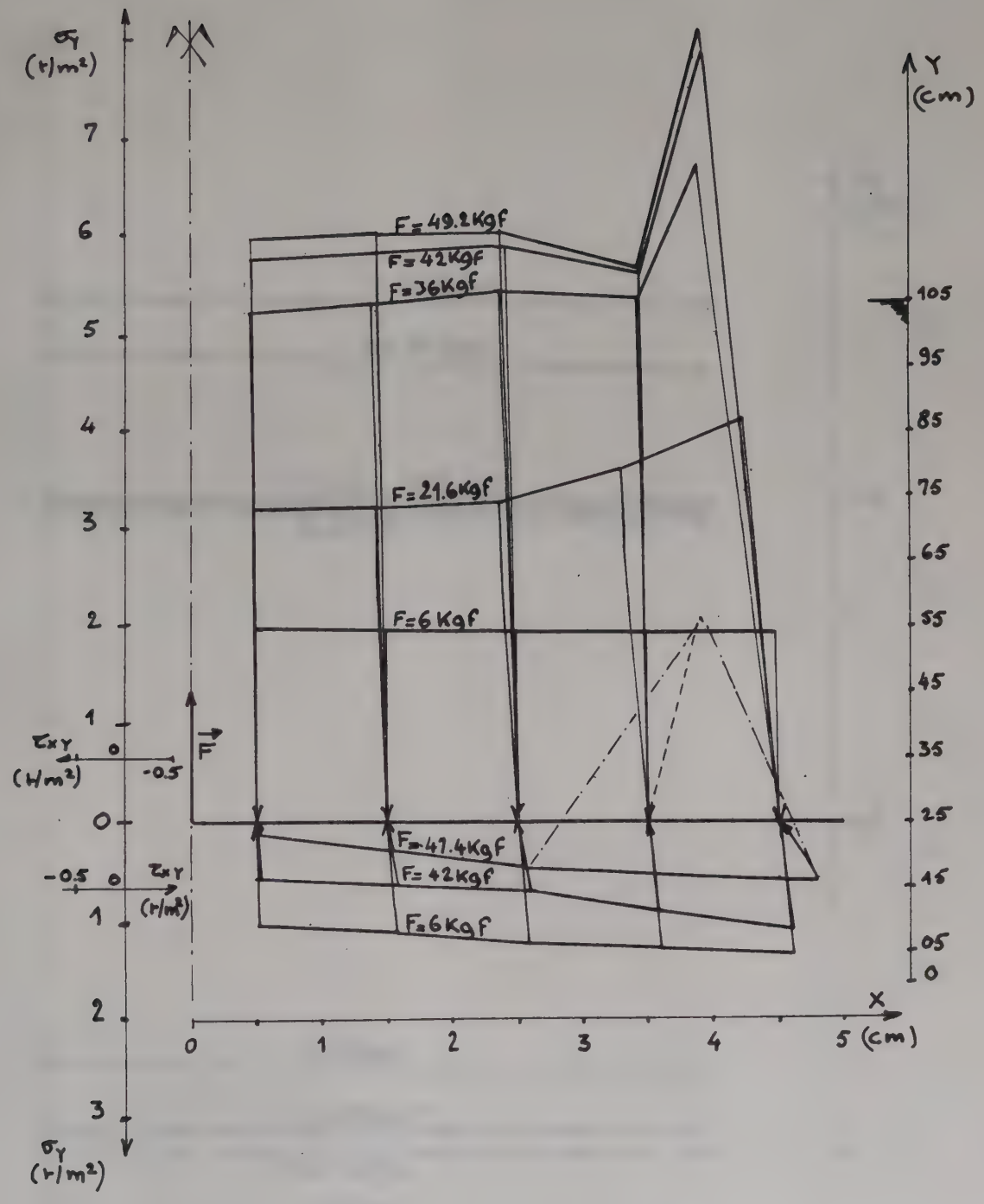
D/B = 8

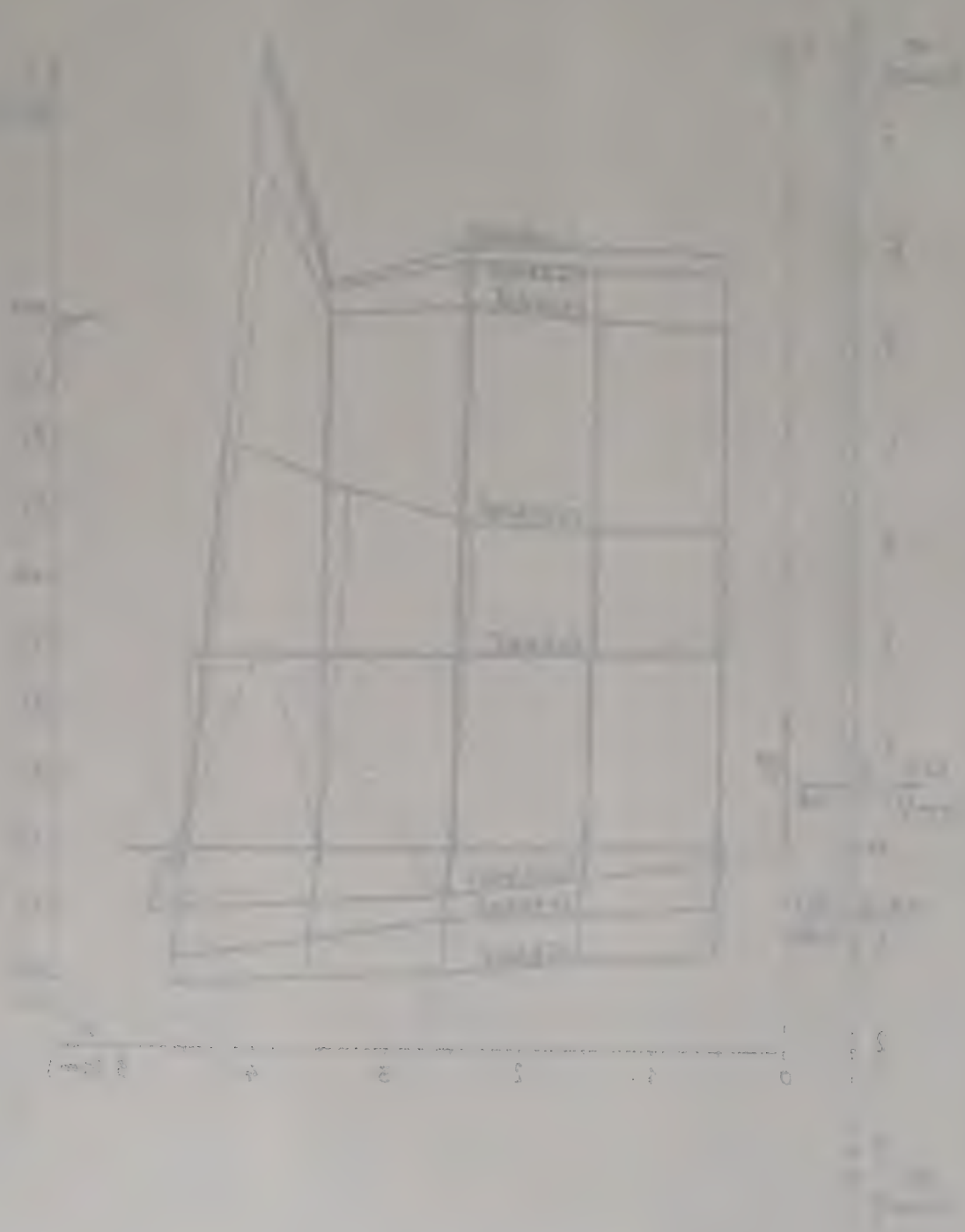




CONTRAINTES VERTICALES SUR LA DALLE HORIZONTALE

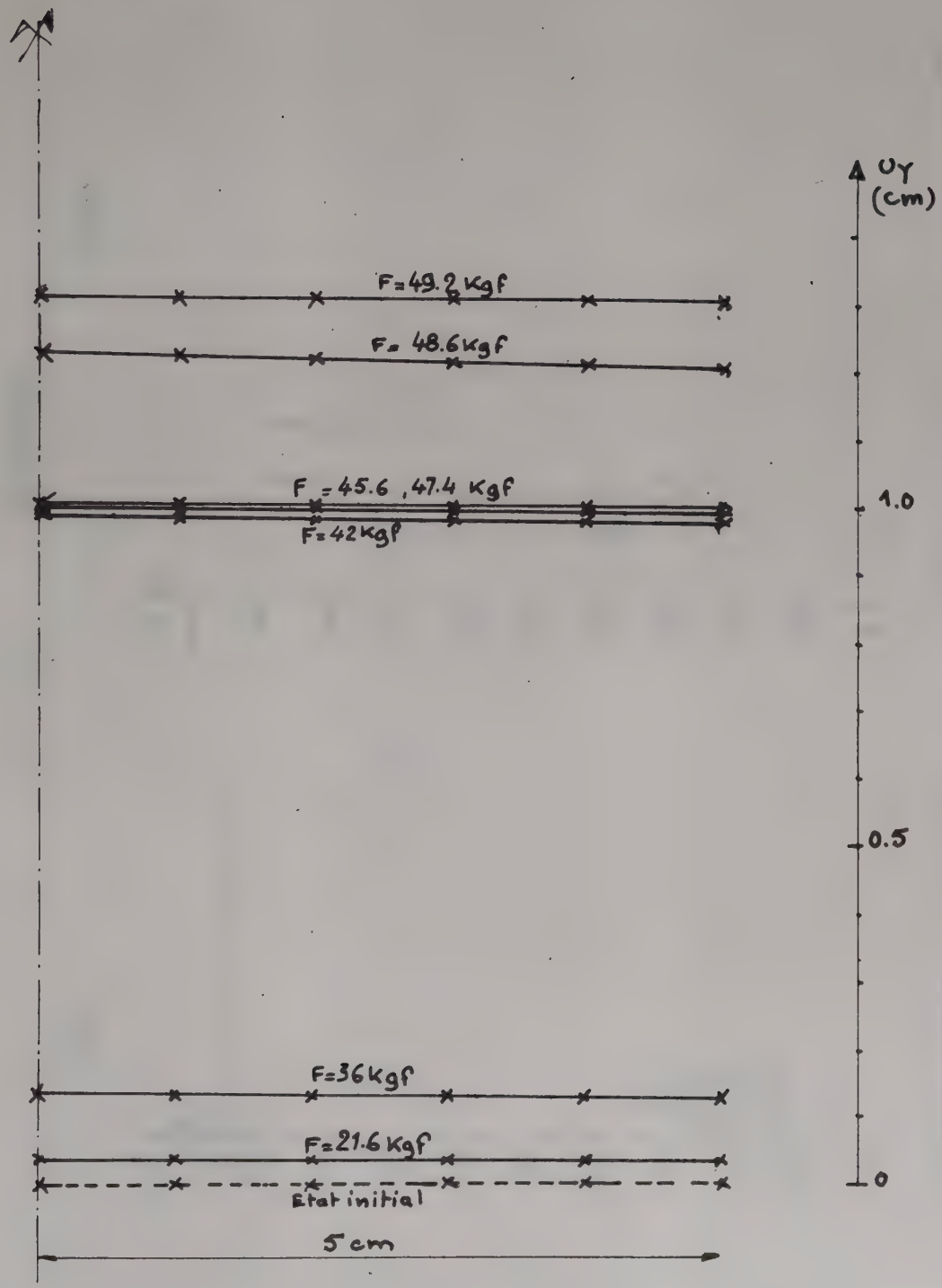
D/B = 8





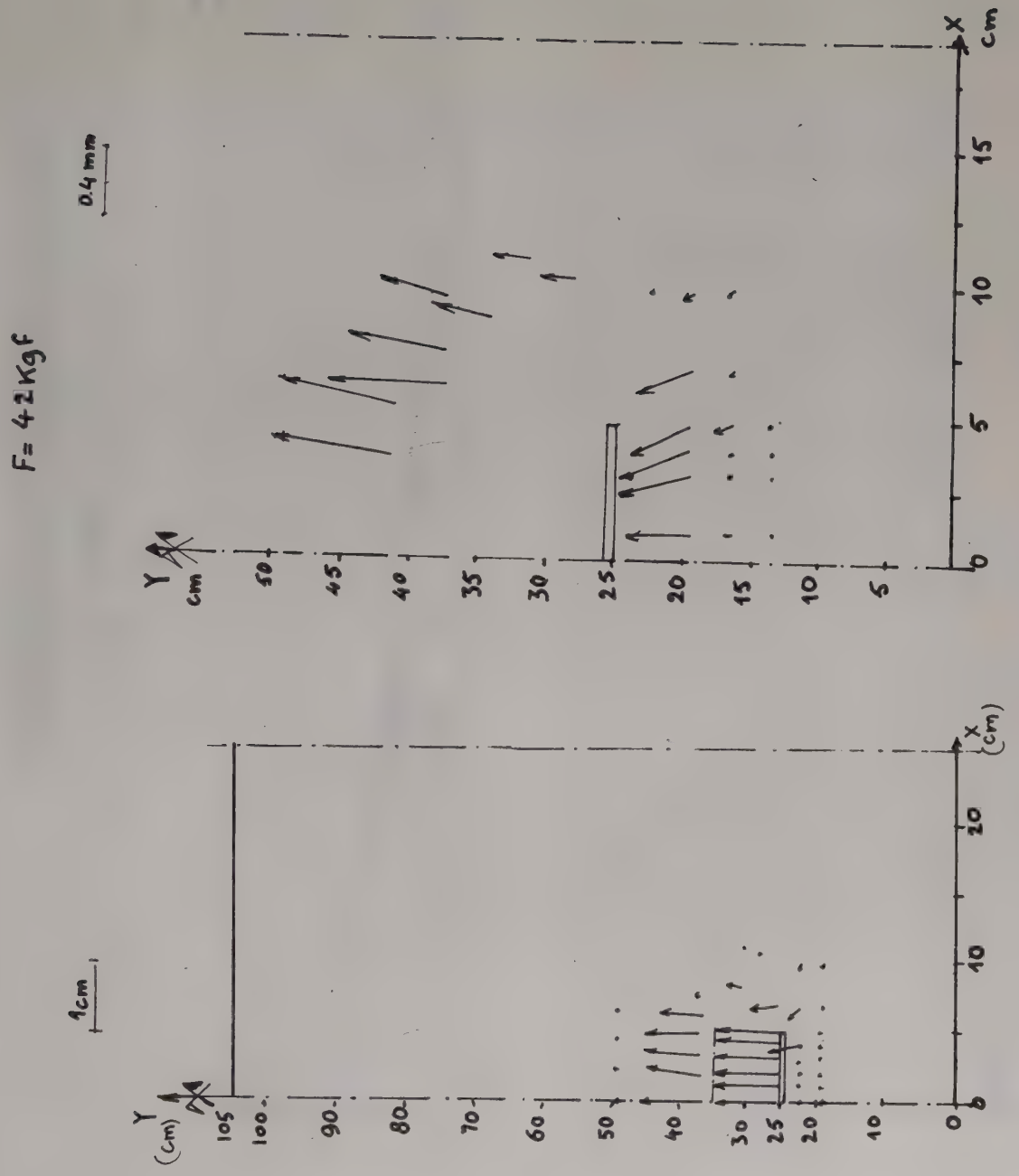
DEPLACEMENTS DES POINTS DE LA DALLE SUIVANT LES VALEURS DE F

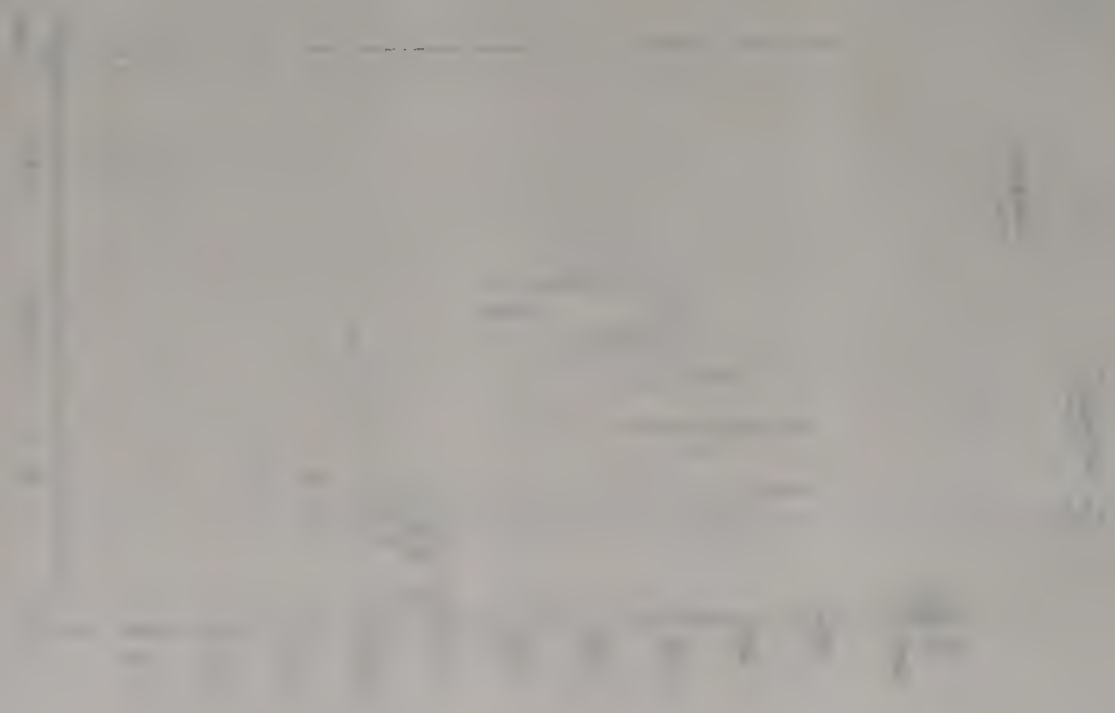
D/B=8



DEPLACEMENTS DES POINTS DU MASSIF

D/B=8





DEPLACEMENTS DES POINTS DE LA SURFACE LIBRE

D/B=8

ANNEXE

Dans cette annexe, nous nous proposons de débuter une nouvelle étude sur l'arrachement vertical des dalles horizontales. L'introduction d'un maillage total (fig IV A1) et non plus partiel comme dans le chapitre IV (les problèmes étudiés étaient symétriques) et nécessaire pour étudier l'influence de l'excentricité de l'effort vertical d'arrachement dans le cas d'une dalle de largeur B = 20 cm et à la profondeur D = 30 cm (D/B = 1,5)

1) Calcul.

Le calcul effectué est un calcul servant d'initialisation au problème. Il a été conduit pour un effort F vertical centré e/B = 0). (e étant la distance du support de F à l'axe vertical de la dalle). Il est à remarquer que le maillage permet l'étude du phénomène pour e/B = 0,1 ; 0,2 ; 0,3 ; 0,4 ; 0,5.

Il n'en demeure pas moins que cette étude est intéressante comme complément à celle effectuée dans le chapitre IV. En effet vu le nombre de mailles plus important , la définition des courbes est plus précise .

2) Résultats.

a) Contraintes.Tous les résultats obtenus (fig IV A2, A3, A4) montrent qu'au niveau des contraintes la configuration est la même que celle observée pour les dalles horizontales B = 10 cm .

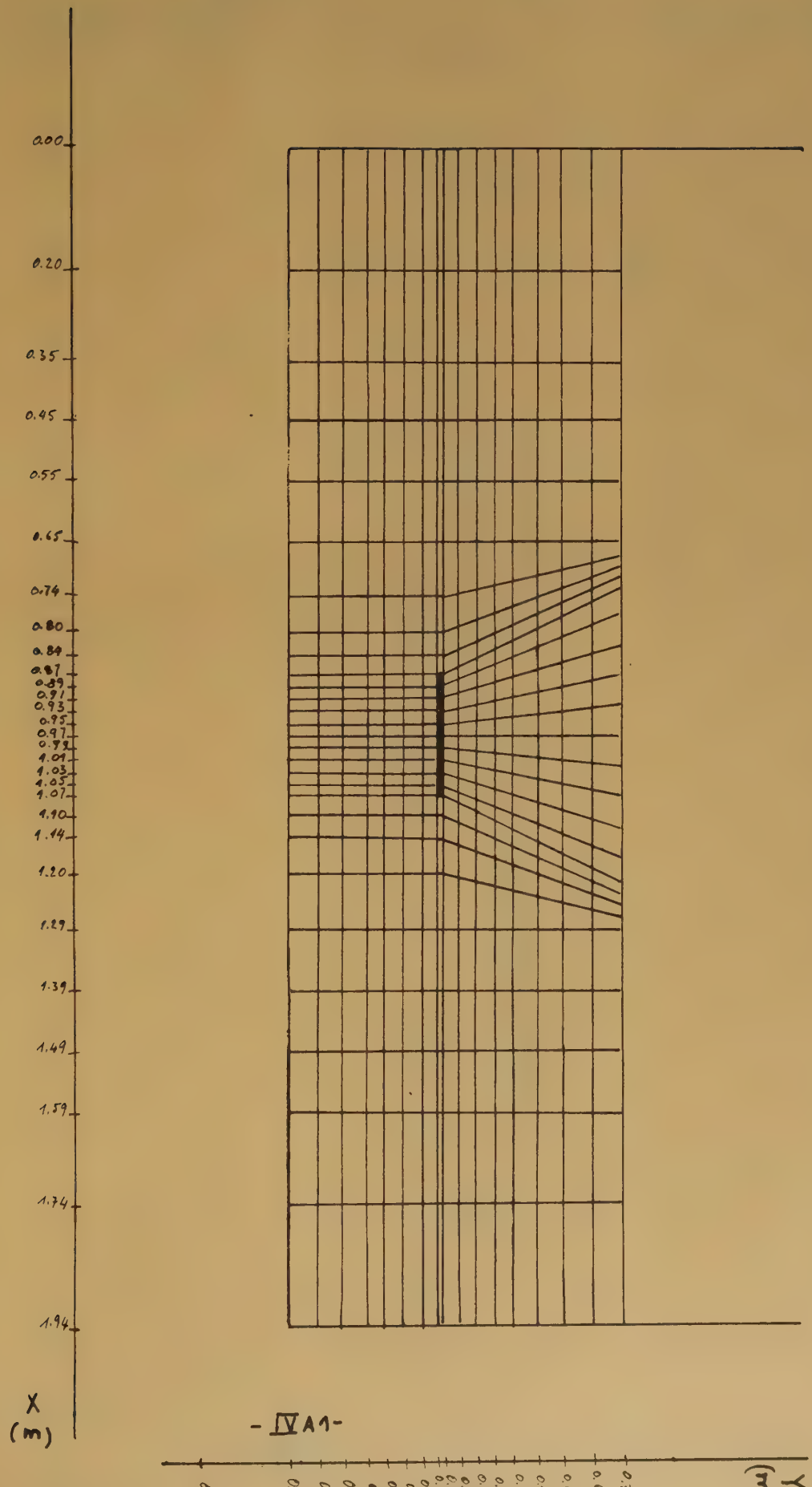
b) Déplacements. Les déplacements des points de la surface libre ainsi que les déplacements au sein du massif sont en accord avec la photo IV P7.

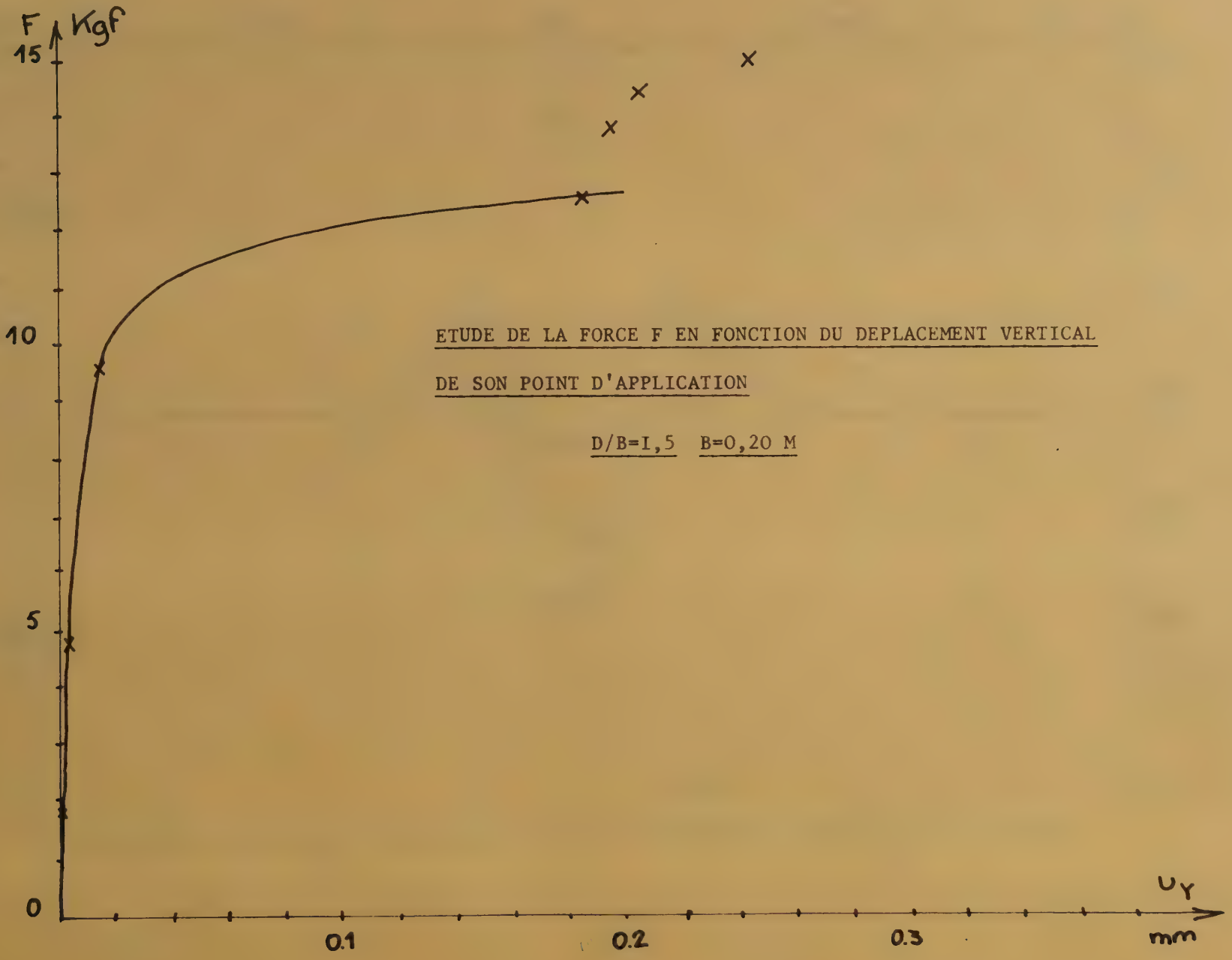
Photo IV P7 D/B = 1,5

B = 20 cm

MAILLAGE II DALLE HORIZONTALE

D/B = 1,5





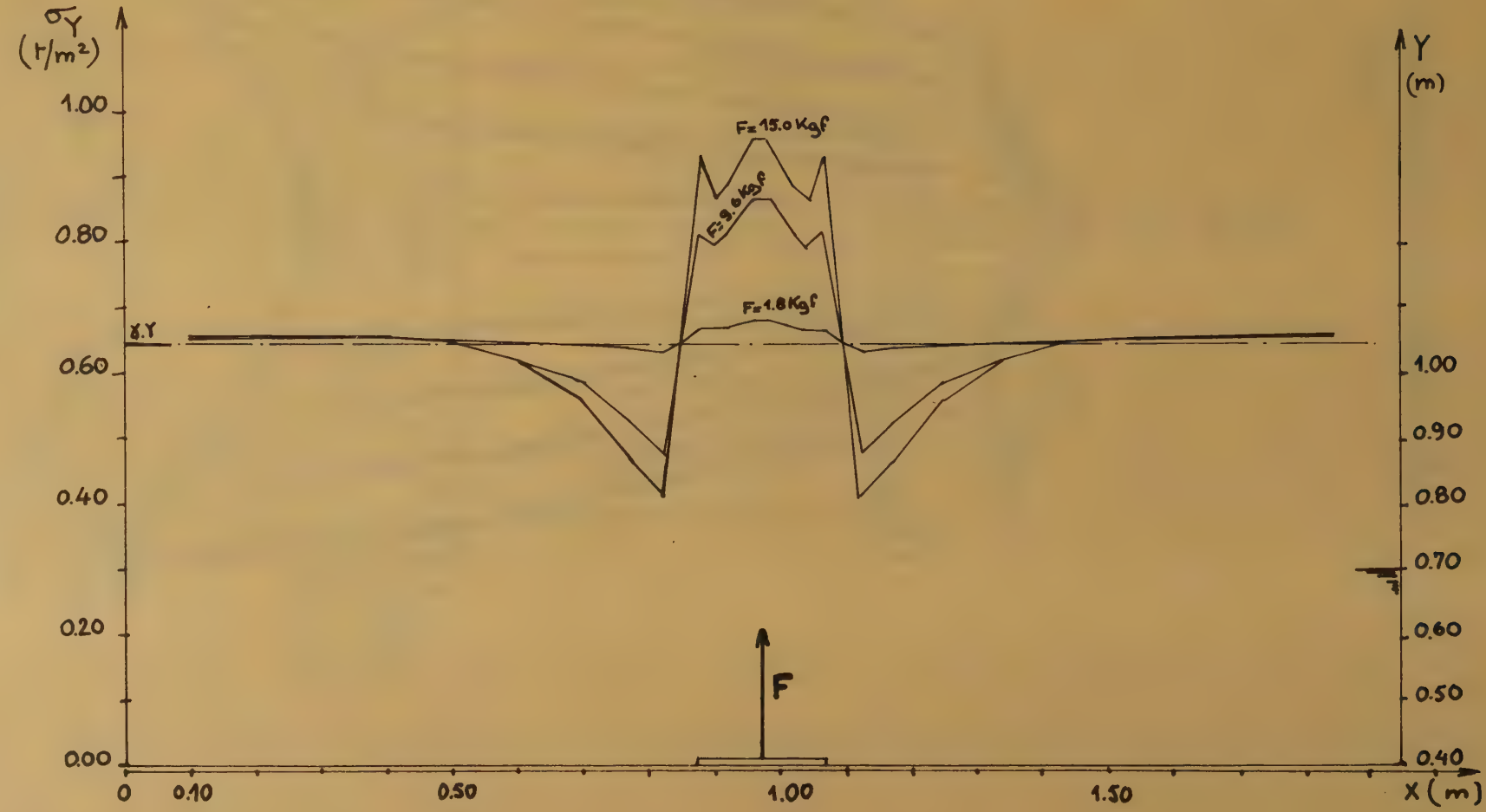
ETUDE DE LA FORCE F EN FONCTION DU DEPLACEMENT VERTICAL

DE SON POINT D'APPLICATION

D/B=I,5 B=0,20 M

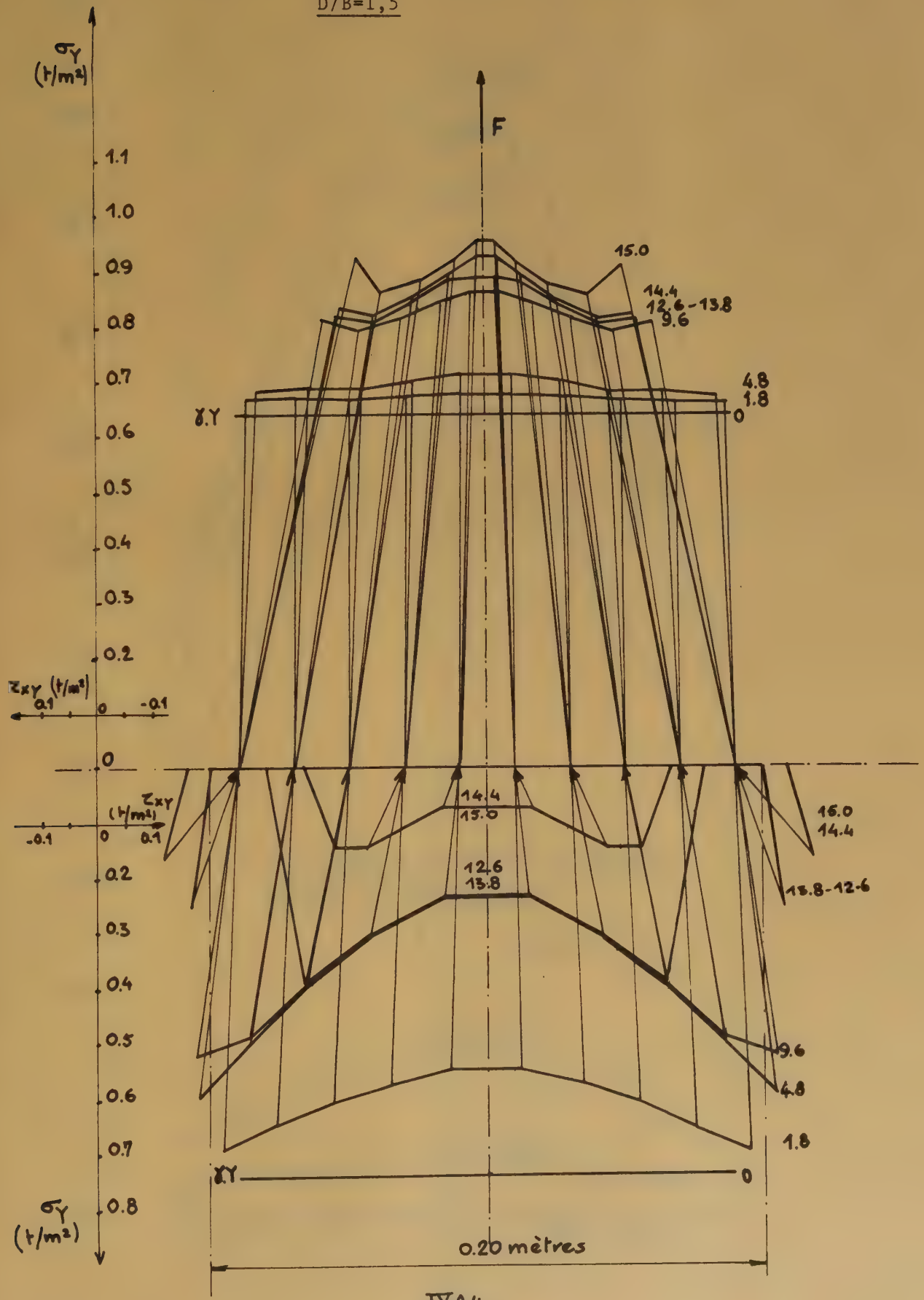
EVOLUTION DES CONTRAINTES AU-DESSUS DE LA DALLE HORIZONTALE SUIVANT LES VALEURS DE F

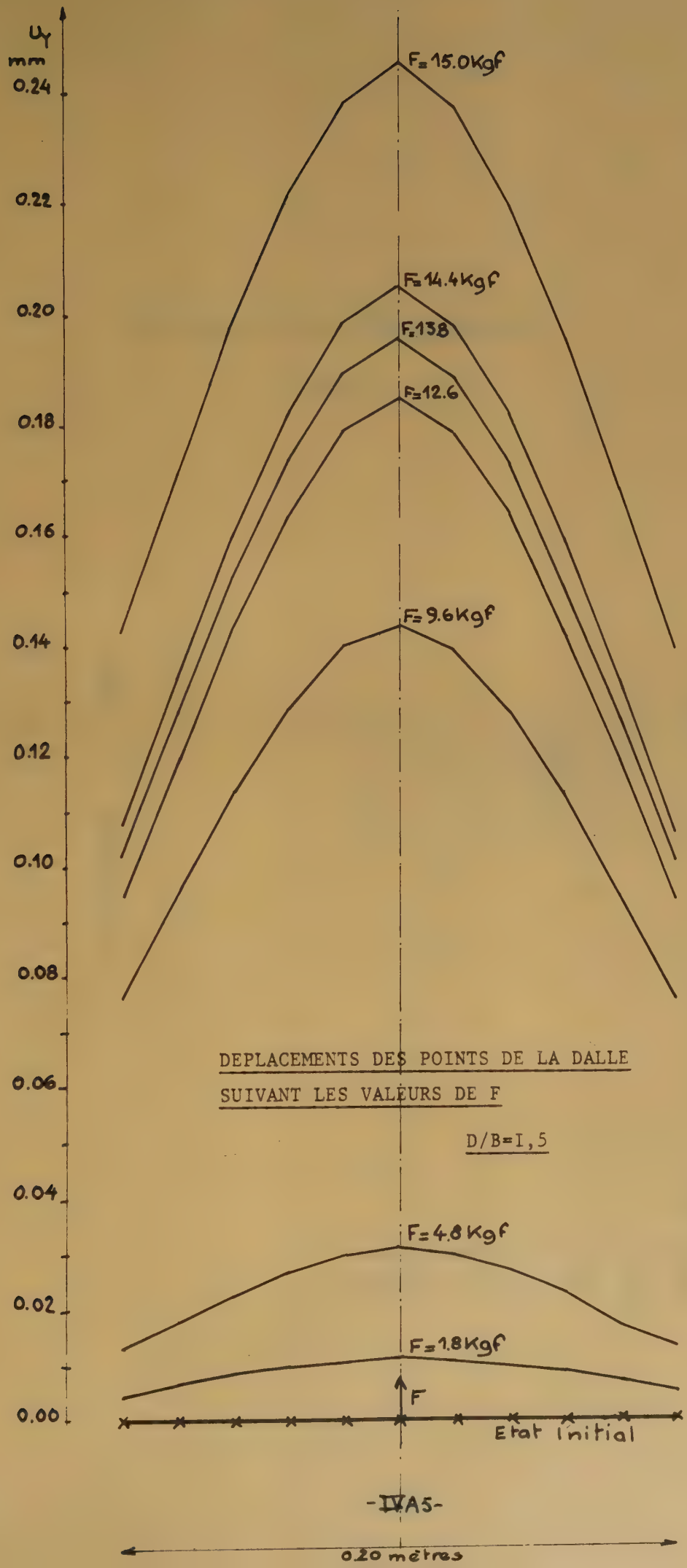
D/B=I,5



CONTRAINTES VERTICALES SUR LA DALLE HORIZONTALE

D/B=I,5





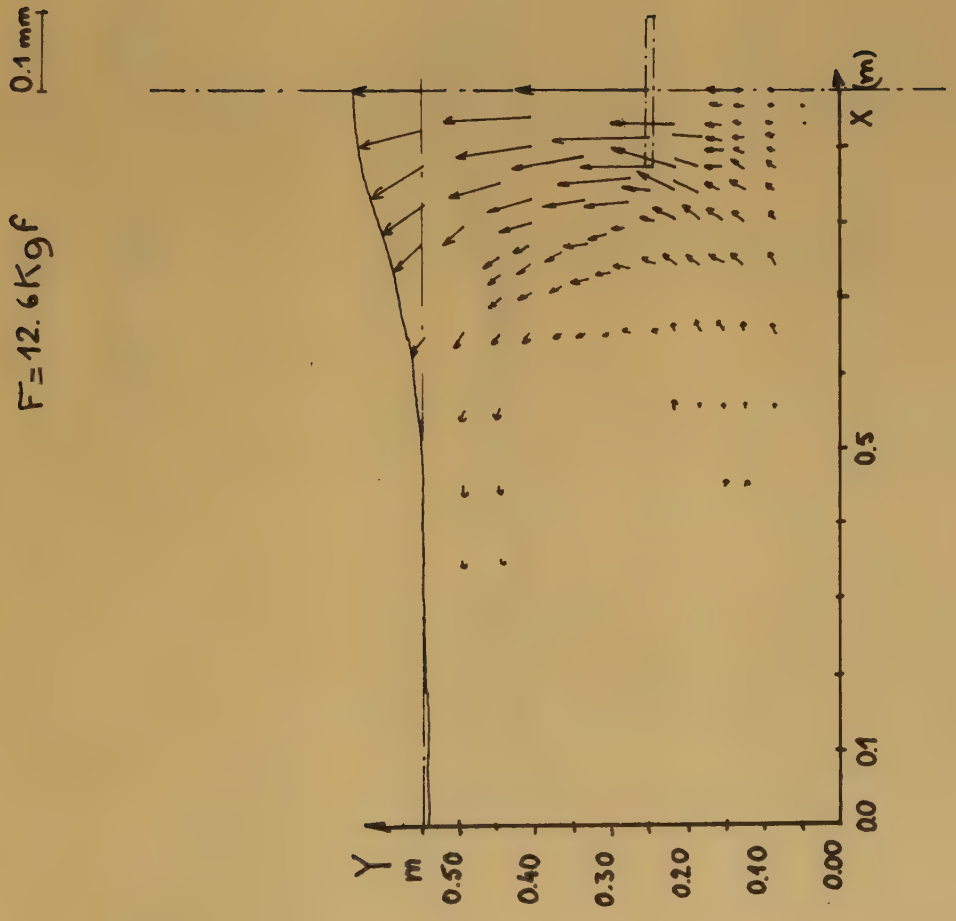
DEPLACEMENTS DES POINTS DE LA DALLE SUIVANT LES VALEURS DE F

D/B=I,5

-IVA5-

DEPLACEMENTS DES POINTS DU MASSIF

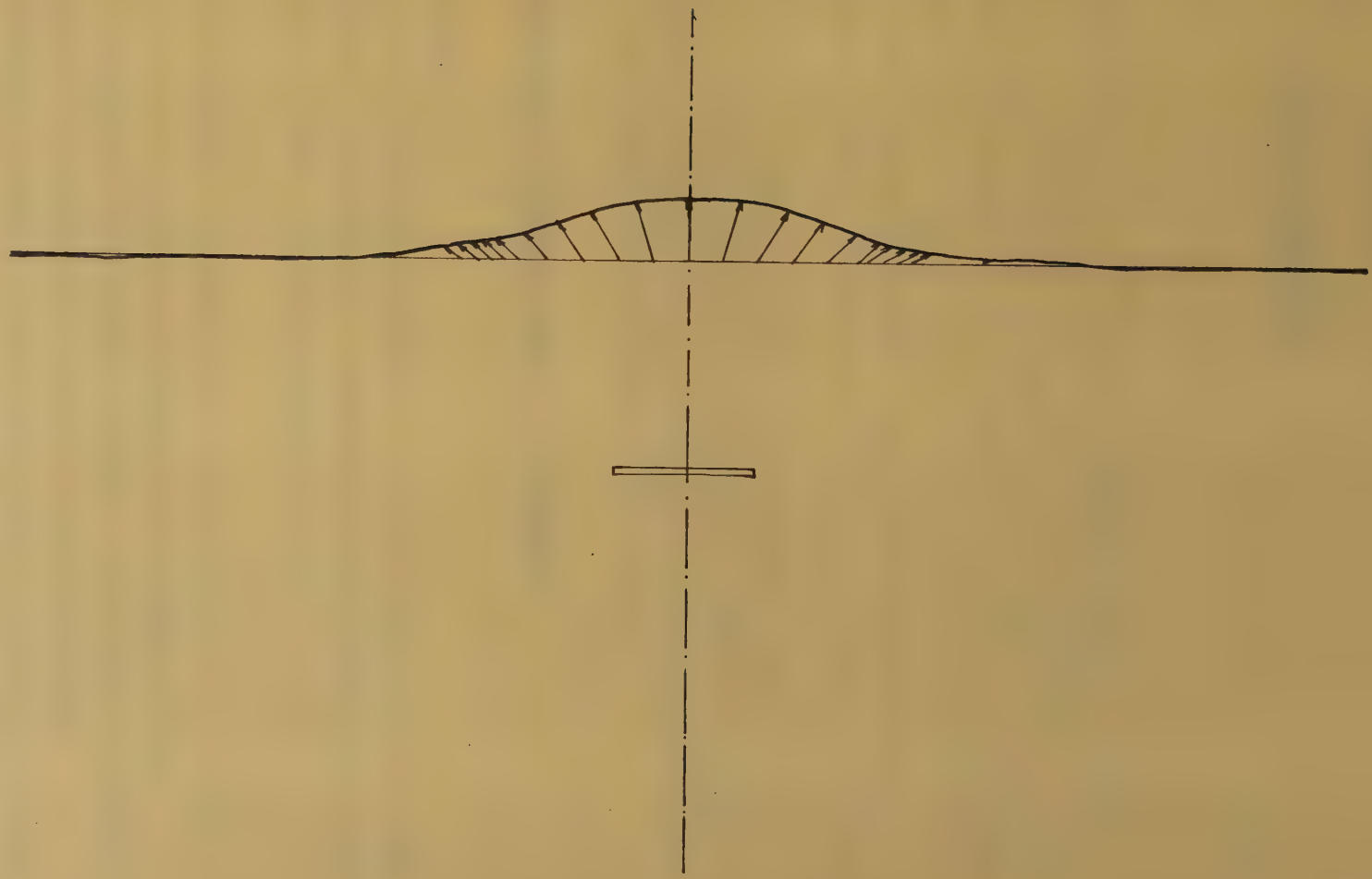
D/B=I,5



DEPLACEMENTS DES POINTS DE LA SURFACE LIBRE

D/B=I,5

F=12.6Kgf 0.1mm



CHAPITRE V

MURS DE SOUTENEMENT

En Mécanique des Sols, l'étude des phénomènes est difficile à réaliser par suite des hétérogénéités, des fissures, des phénomènes tels que le retrait et le tassement. De plus, les conditions aux limites, dans le cas particulier des murs de soutènement, font intervenir à la fois les contraintes et les déformations.

Aussi dans la pratique procède t-on à des simplifications et sépare-t-on l'étude de l'action du remblai sur le mur et l'étude de la réaction du sol de fondation.

Pour palier à cette insuffisance des méthodes actuelles, deux possibilités sont envisageables. La première consiste à effectuer des expériences sur modèles réduits (MARTIAL ref 23), la seconde à utiliser une étude qui nous donnerait les contraintes et déformations en tout point.

A - ETUDES EXPERIMENTALES de QUELQUES MURS de SOUTENEMENT

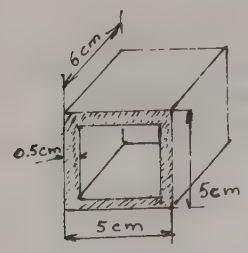
I - Conditions d'essais :

1) Tout comme dans les 2 chapitres précédents, les expériences sont réalisées sur le milieu analogique bidimensionnel constitué par des rouleaux en duralumin dont les caractéristiques sont les suivantes : $\phi = 26°$; $C = 0$; $\gamma = 2{,}3\ t/m^3$.

Tous les murs ont une hauteur H = 50 cm et une base B = 35 cm.

2) Pour tenir compte de la forme du mur sans pour autant construire un nouveau modèle correspondant à chaque forme, MARTIAL a utilisé des éléments juxtaposables permettant la fabrication de murs de forme quelconque.

Les éléments utilisés sont des tubes évidés en acier, de section carrée de 5 cm de côté ; leur longueur est de 6 cm. Ces éléments sont reliés entre eux par des pinces aclées disposées sur leurs quatre faces assurant de ce fait, une bonne rigidité.



3) Déroulement des essais.

MARTIAL a utilisé un très grand nombre de murs poids de formes différentes ; sur chacun de ces murs étaient collés, sur la partie en contact avec le remblai, des rouleaux permettant de mobiliser un frottement sol-paroi, maximum ; En augmentant, la hauteur de rouleaux derrière le mur la hauteur de rupture hr pouvait être déterminée ; lorsque hr dépassait la hauteur H du mur, MARTIAL utilisait des surcharges métalliques qu'il exprimait en cm de rouleaux.

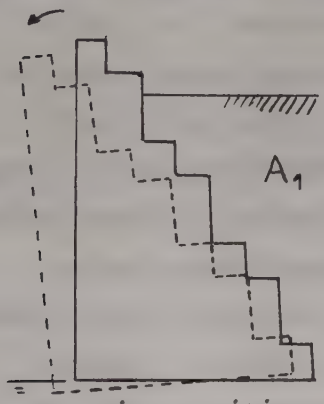
4) Types de murs étudiés.

Dans la multitude de murs de soutènement étudiés par MARTIAL nous en avons choisis quatre : les murs notés A1, A7, C9, D3.

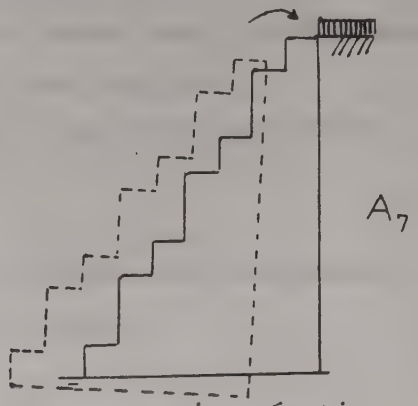
5) Résultats.

Martial a donné parmi d'autres résultats, les sens de rotation pris par chaque mur lors de la rupture, et la hauteur de rupture hr.

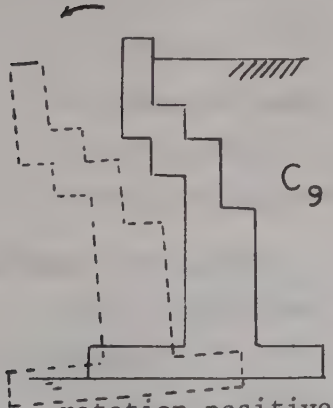
Dans le schéma ci-dessous nous avons regroupé ces résultats.



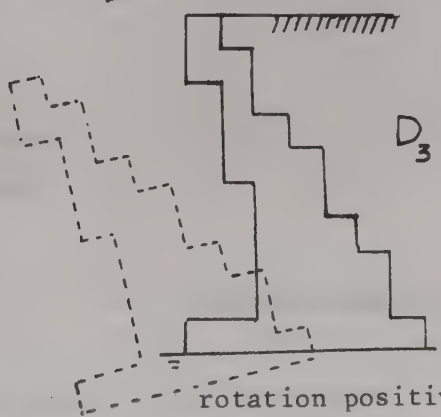
rotation positive
hr = 42 cm



rotation négative
hr = 56 cm



rotation positive
hr = 46, 5 cm



rotation positive
hr = 50 cm

B - CALCULS par ELEMENTS FINIS

I - Hypothèses utilisées :

1) Maillage.

Les calculs relatifs aux quatre murs A1, 17, C9, D3 ont été réalisés à partir du maillage V1.

La configuration de ce maillage est telle que toutes les formes de murs créés par MARTIAL à partir d'éléments juxtaposables peuvent être étudiées.

Cependant, la ligne de contact mur-remblai variant d'un mur à l'autre, et étant généralement brisée (en escaliers) il n'a pas été possible d'introduire d'éléments joints ou plats. Aussi le long de cette ligne les tassements différentiels du massif, par rapport au mur ne peuvent être mis en évidence.

2) Conditions aux limites.

- Sur les 2 verticales extrèmes, les noeuds sont fixés horizontalement ; ils sont libres de se déplacer dans le sens vertical.

- Sur l'horizontale du fond de cadre, les noeuds sont fixés verticalement et horizontalement.

3) Caractéristiques des matériaux employés.

Les caractéristiques des matériaux utilisés sont identiques à celles énoncées dans les chapitres précédents, à savoir :

a) pour le massif de rouleaux

$\phi = 26°$ $\quad K = 1000$ $\quad \nu = 0,56$

$C = 0,0$ bars $\quad n = 0,65$ $\quad Ko = 0,56$

$\gamma = 2,3$ t/m^3 $\quad Rf = 0,86$

b) pour les murs

$\gamma = 2,3$ t/m^3 $\quad \nu = 0,333$

$E = 1\ 000\ 000$ t/m^2 $\quad Ko = 0,500$

4) Déroulement des calculs

Pour l'étude des 4 murs A1, A7, C9, D3, le même processus de chargement a été suivi.

a) L'initialisation de tout le massif situé en dessous de l'horizontale Y = 0,60 m a été faite.

b) Ensuite, la mise en place du mur considéré a été réalisée. Le mur a été posé sur le massif en 3 incréments.

En effet, suite à l'initialisation du massif, les mailles correspondant à la forme du mur envisagé ont été rendues pesantes en y introduisant

une masse volumique égale au 1/3 de la masse volumique du matériau constituant le mur. En 3 étapes donc, la totalité du poids du mur a été introduite dans le calcul. Cette précaution est prise pour éviter des sauts de contraintes éventuels trop importants qui auraient pu nuire à la validité des résultats : la loi de comportement du massif est en effet hyperbolique.

c) La montée du remblai par couches de 10 cm d'épaisseur est effectuée alors. Pour envisager le cas où hr, hauteur de rupture est supérieure à H hauteur du mur, des forces concentrées aux noeuds sur l'horizontale Y = 1,10 m sont introduites. A chaque étape du calcul ces forces correspondent à une couche supplémentaire de rouleaux d'épaisseur 10 cm. Nous avons appliqué des surcharges correspondant à une hauteur totale du remblai de 70 cm.

II - Résultats :

L'entrée en plasticité du remblai derrière le mur s'effectuant pour des surcharges relativement faibles , seule la cinématique des murs a été étudiée.

1) Mur A1.

a) Sur la courbe V2 nous avons tracé la courbe h = h (ux) , ux étant le déplacement horizontal du point situé à la base du mur côté remblai, h étant la hauteur de remblai.

Nous pouvons remarquer qu'au niveau de l'horizontale h = hr, la courbe présente une discontinuité.

b) La cinématique du mur schématisée en V3 suit les constatations faites par MARTIAL, la rotation du mur est négative. Le mur A1 tourne tout d'abord dans le sens négatif dès le remblaiement des premières couches ; à partir d'une certaine hauteur (h > 40 cm) nous n'observons plus que des translations négatives.

c) Les Courbes V4, V5, V6 présentent les détails de la courbe V3. En effet, elles étudient l'évolution des déplacements des points A, B, C du mur A1 en fonction de la hauteur h de remblaiement.

2) Mur A7.

a) Sur la courbe V7 h = h (ux) ux étant le déplacement horizontal du point situé à la base du mur côté remblai, la même discontinuité peut être observée. Elle correspond de manière moins nette que pour le mur A1 à h = hr.

b) Sur le schéma V8 nous pouvons observer que dès la mise en place du mur, nous avons une rotation positive. Ensuite, le mur se redresse à mesure que le remblaiement s'effectue. A partir d'une hauteur h = 30 cm la rotation du mur devient pratiquement nulle ;

seul un déplacement dans le sens négatif s'effectue, puis pour des surcharges dépassant h = 50 cm, on observe à nouveau une rotation positive.

Il faut bien noter que contrairement au mur A1 ces résultats sont moins évidents.

c) Les courbes V9, V10, V11 présentent le détail de l'évolution de la cinématique du mur A7.

3) Mur D3.

a) La courbe V12 h = h (ux) présente encore la discontinuité signalée précedemment. A partir de h = hr = 50 cm nous avons un changement de pente de la courbe évident.

b) La cinématique du mur schématisée sur la figure V13 est intéressante à analyser.

Dès la mise en place du mur, nous observons une rotation positive. Ensuite le mur bascule du côté du remblai à mesure que la hauteur h augmente. A partir de h = 40 cm nous avons une rotation négative avec apparition de grands déplacements du mur. Cette rotation pour h = hr = 50 cm est en accord avec les résultats exposés par MARTIAL.

c) Les figures V14, V15, V16 présentent les détails des différentes positions du mur D3 en fonction de la hauteur h.

4) Mur C9.

a) La courbe V17 présente les mêmes caractéristiques que celles du même déjà étudiées. La valeur hr = 46,5 cm est cependant en dessous de la valeur de discontinuité de la courbe.

b) Contrairement à la courbe V17 qui donnait une valeur de hr inférieure à la valeur expérimentale hr = 46,5 cm , nous pouvons notamment observer : les déplacements du mur (fig V18) montrent qu'à partir d'une hauteur h comprise entre 40 et 50 cm la rotation faible précédemment, augmente rapidement en devenant positive. Le résultat observé est en accord avec les faits expérimentaux.

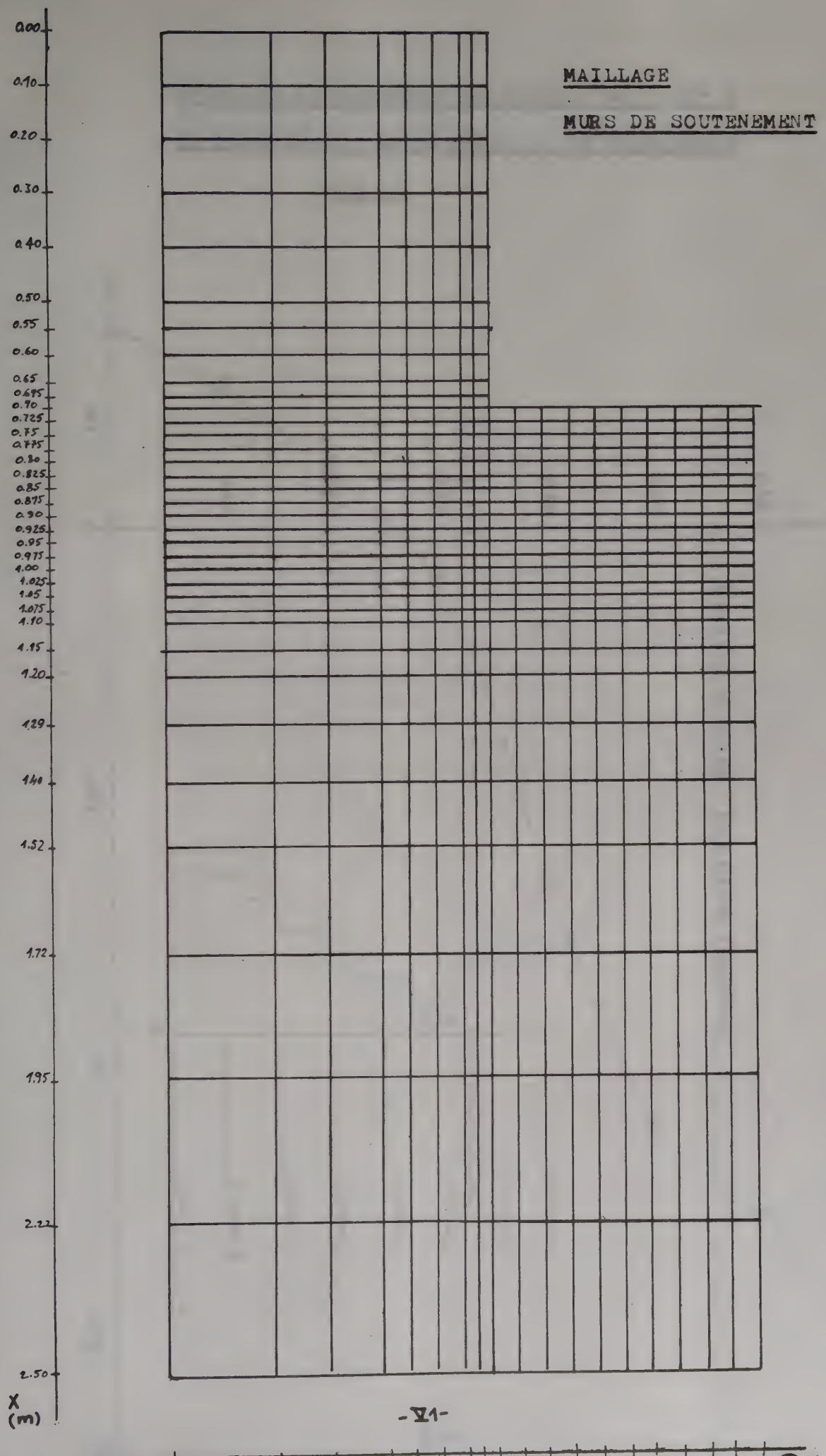
c) Les détails de ces déplacements du mur C9 sont encore exposées sur les figures. V19, F20, V21.

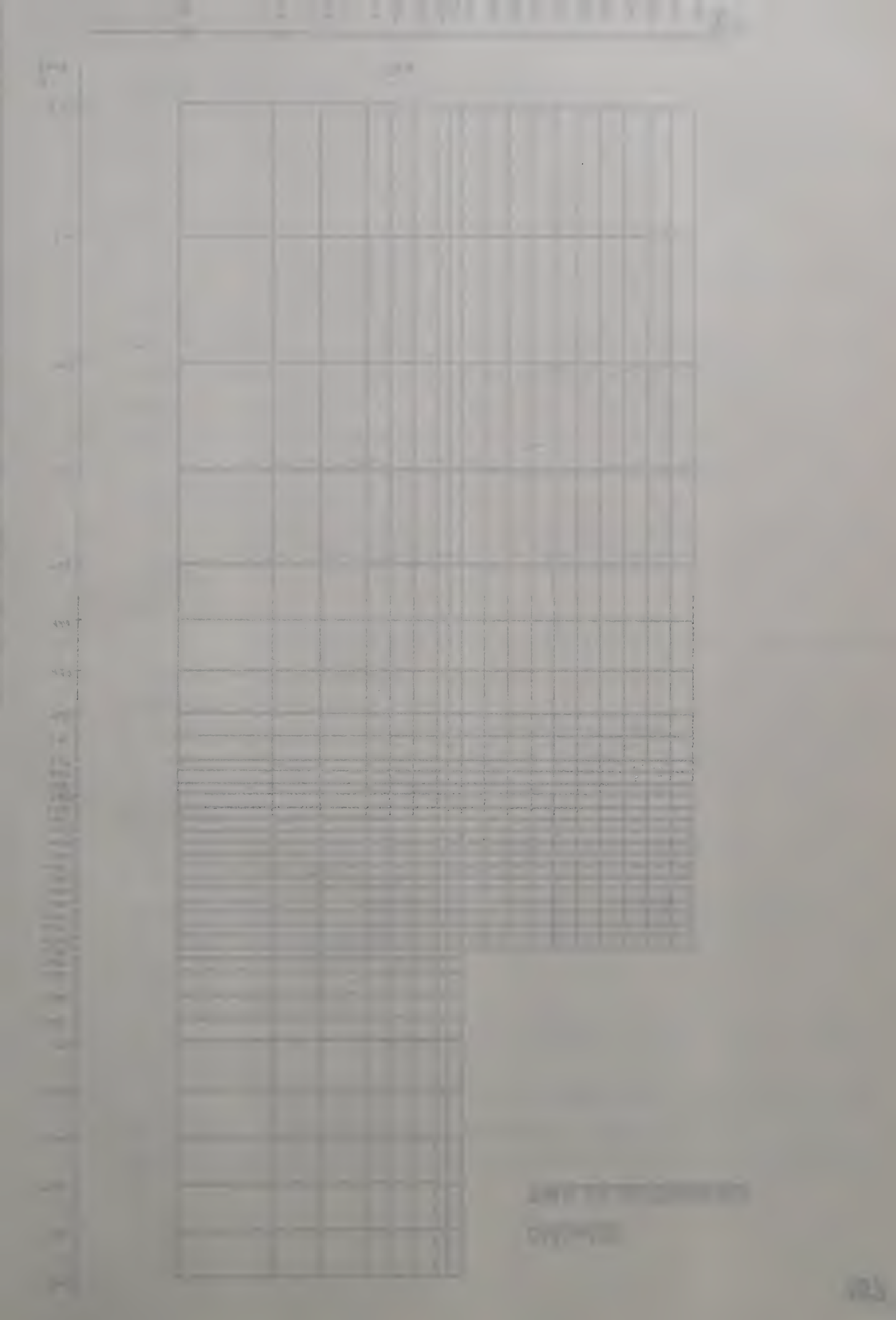
III - Conclusion :

De cette étude comparative sur 4 murs il résulte que la cinématique du mur trouvée par le calcul est en accord souvent avec l'expérience. Il est cependant possible d'améliorer ces résultats en introduisant des éléments unidimensionnels traduisant le contact mur-massif de rouleaux.

MAILLAGE

MURS DE SOUTENEMENT

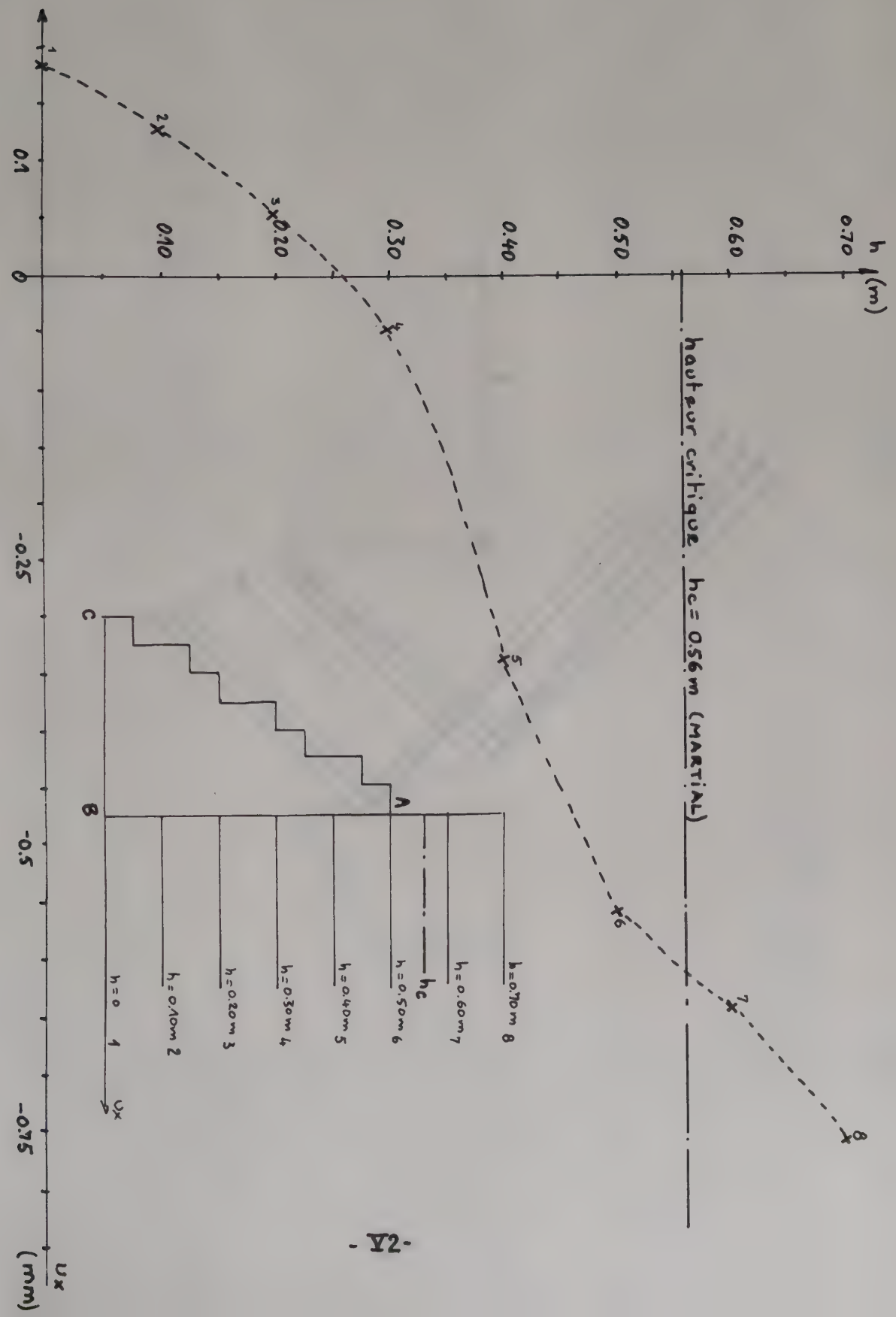




ETUDE DU DEPLACEMENT HORIZONTAL DU POINT B

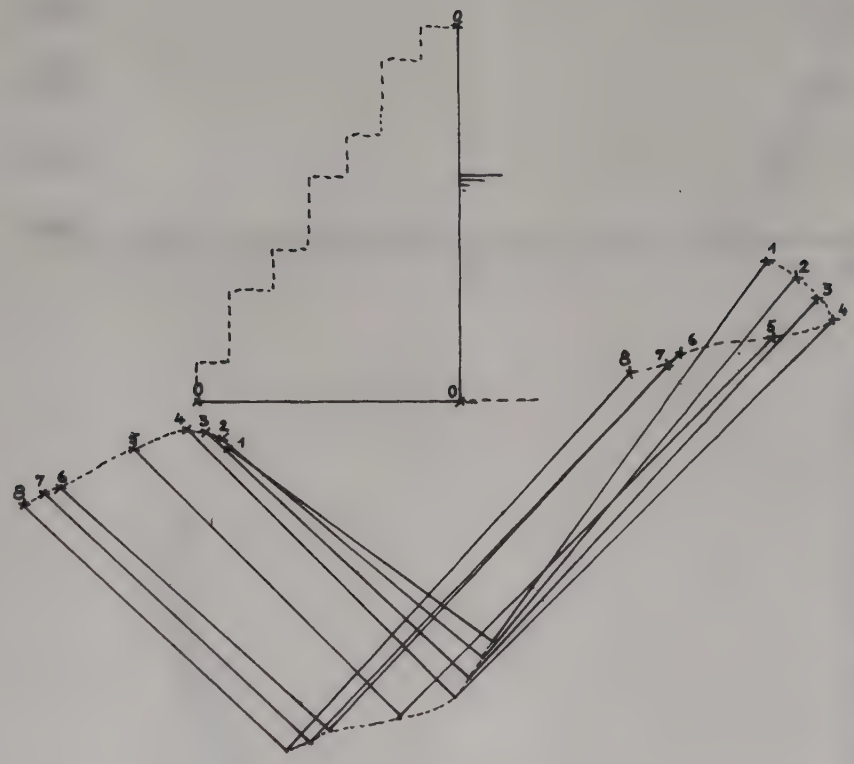
EN FONCTION DE LA HAUTEUR h DE CHARGEMENT

MUR A7



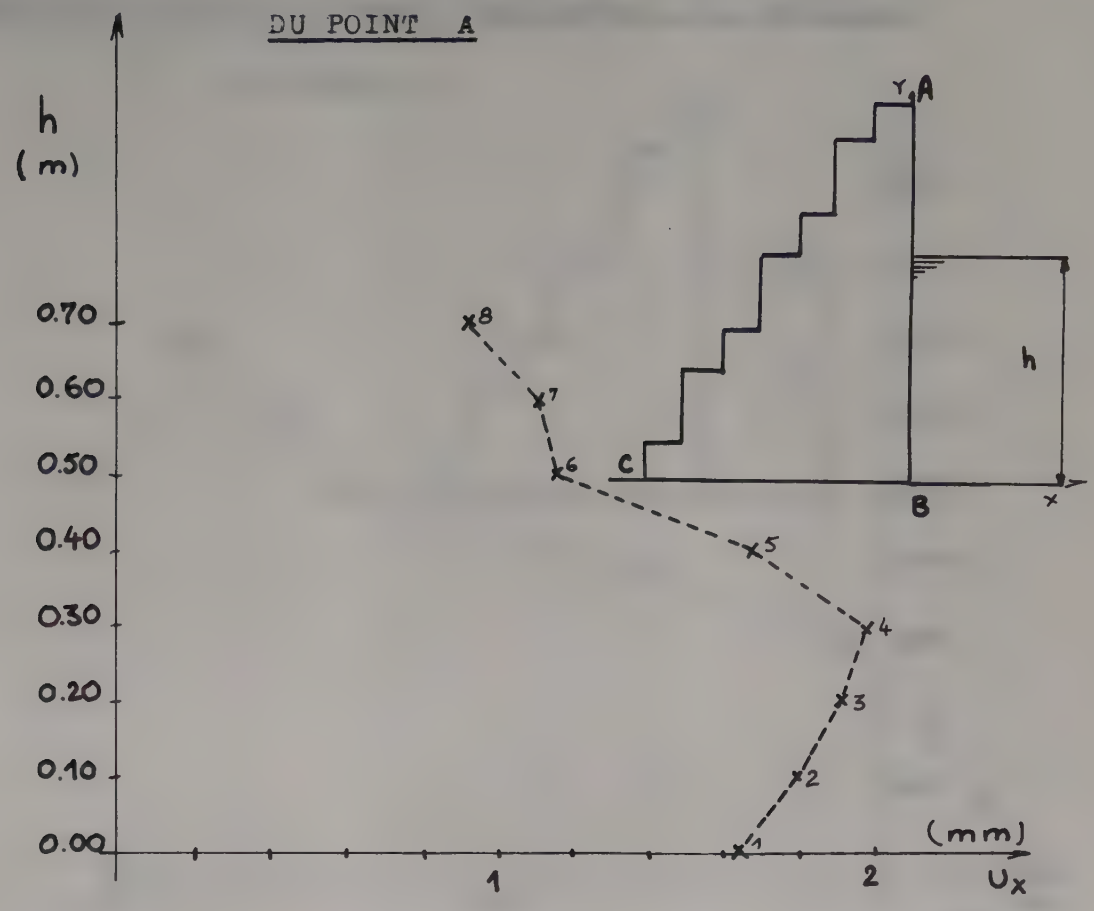
ETUDE DES DIFFERENTES POSITIONS DU MUR A7

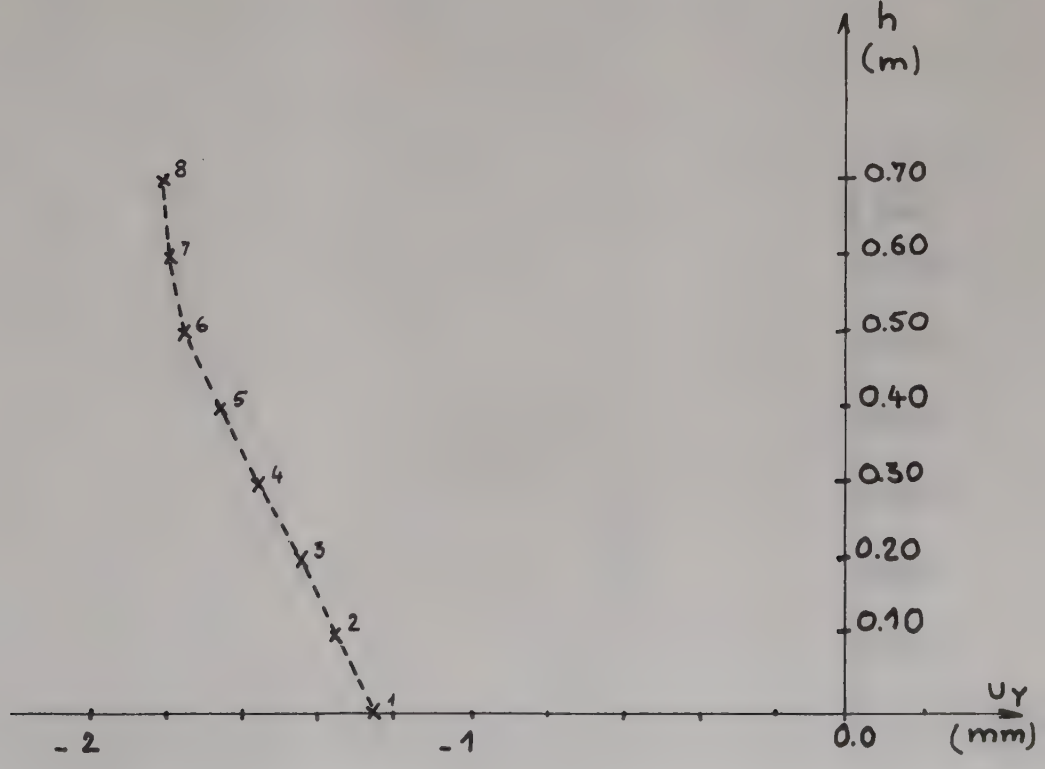
EN FONCTION DE LA HAUTEUR h DE CHARGEMENT

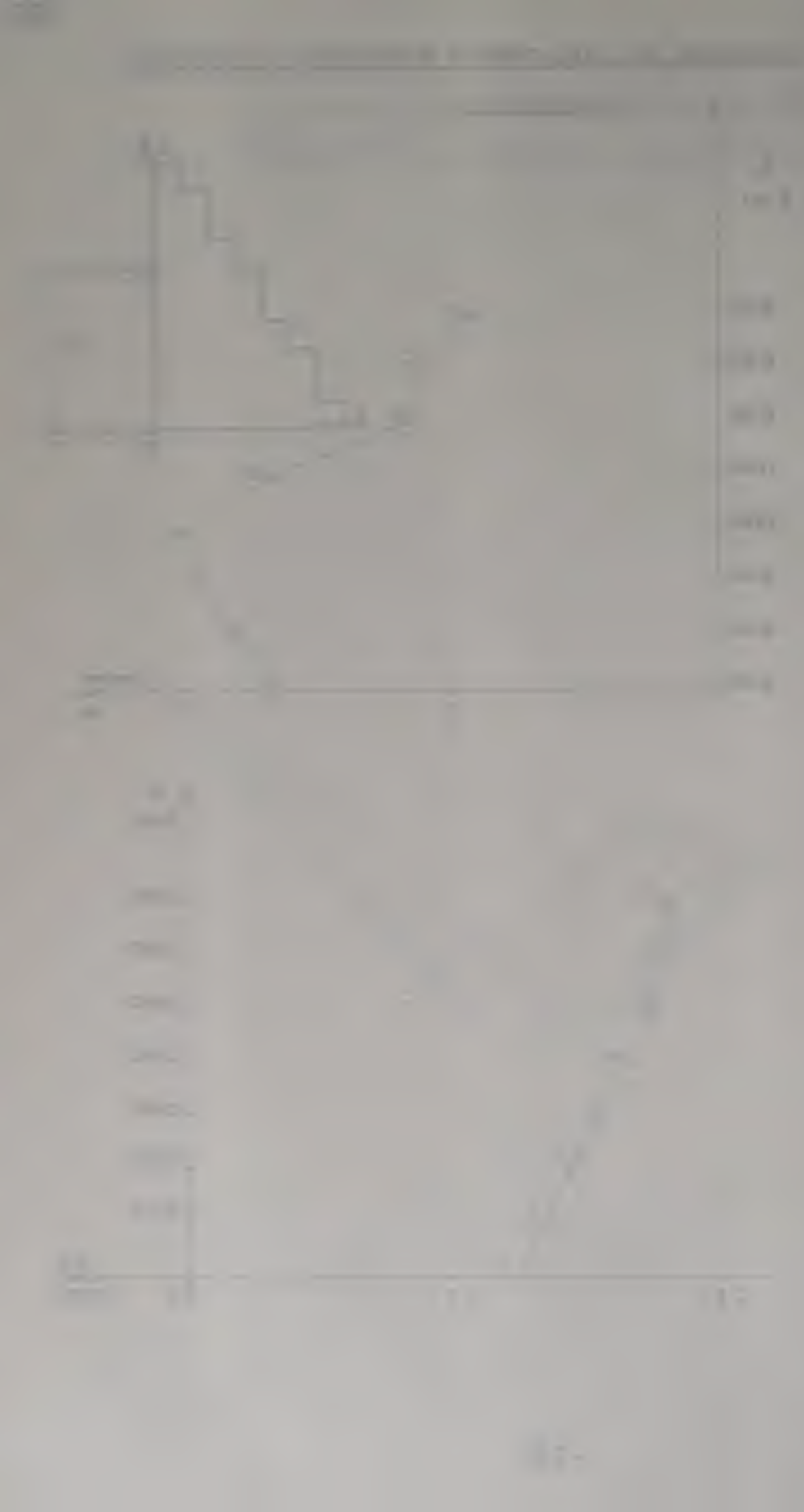


EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX ET VERTICAUX

DU POINT A

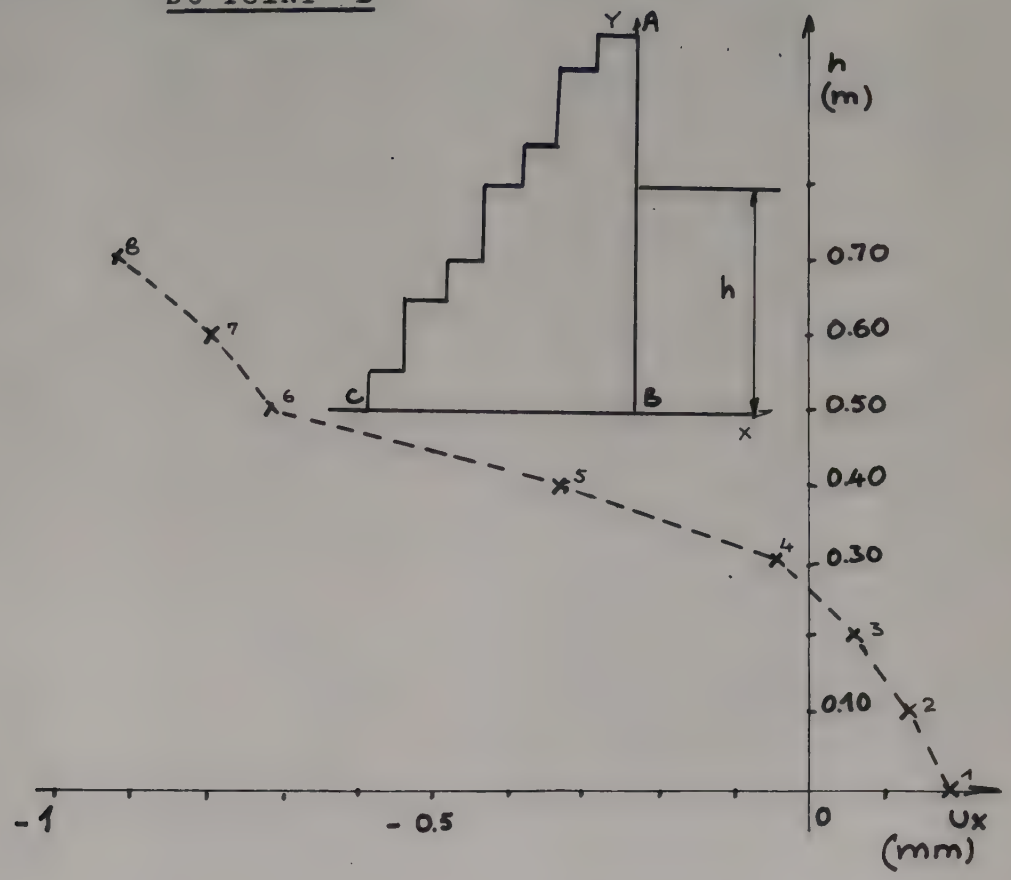


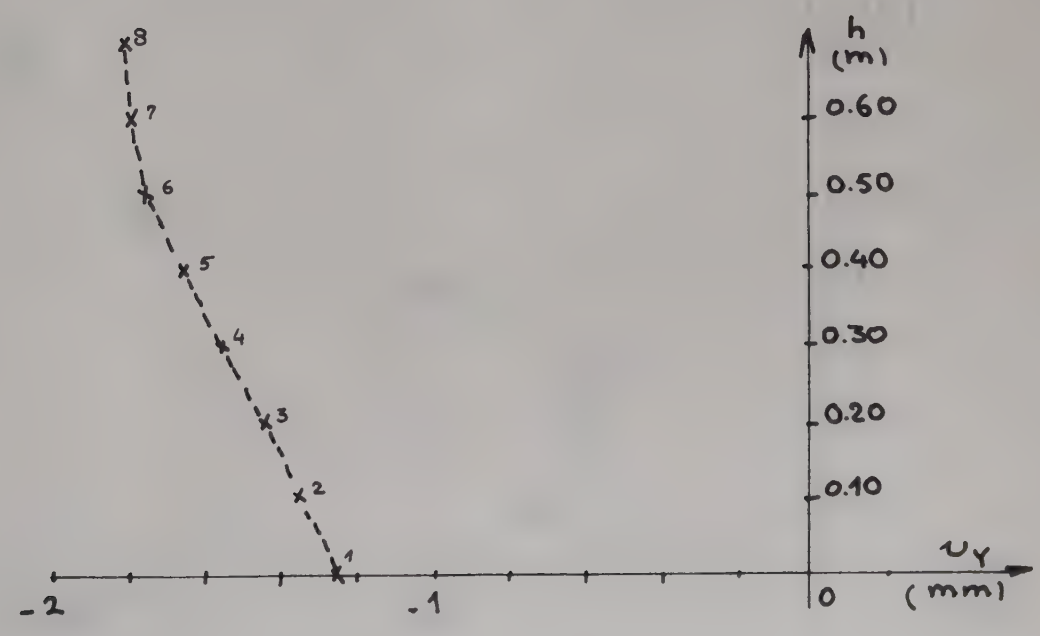




EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX ET VERTICAUX

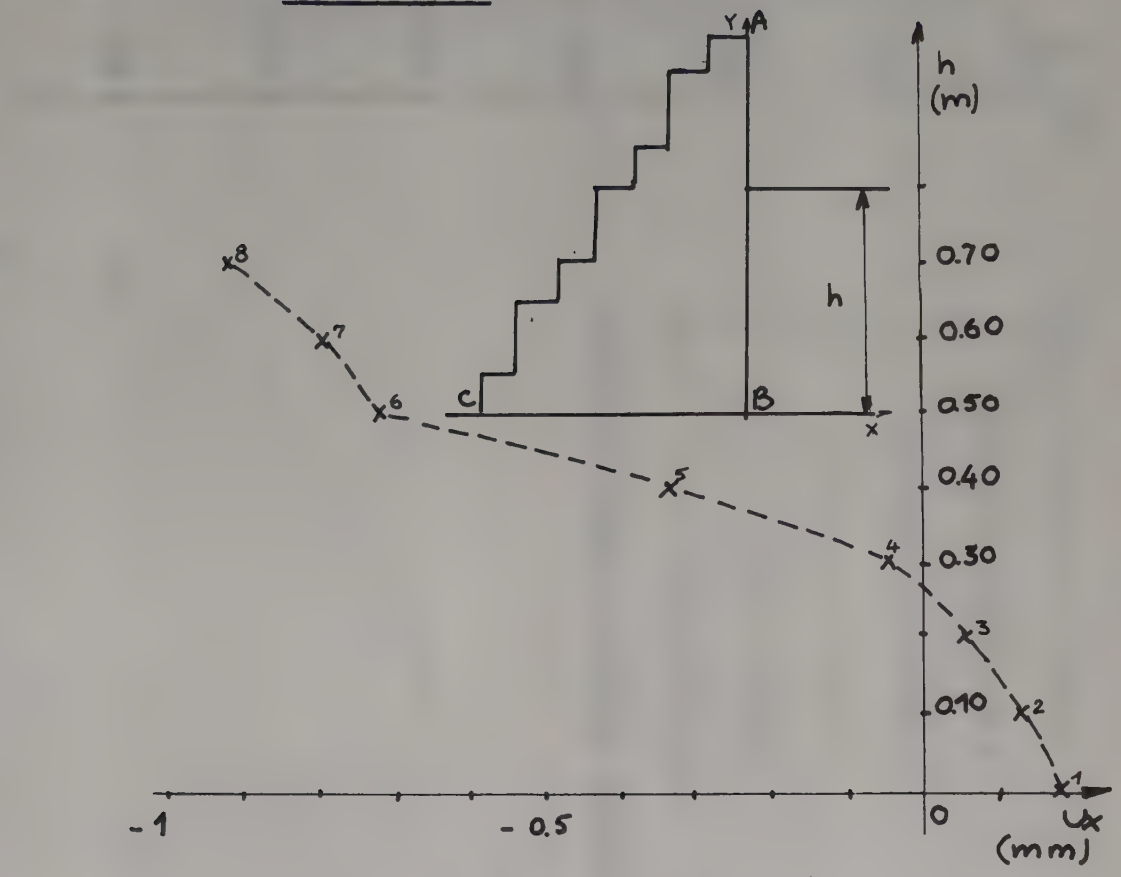
DU POINT B

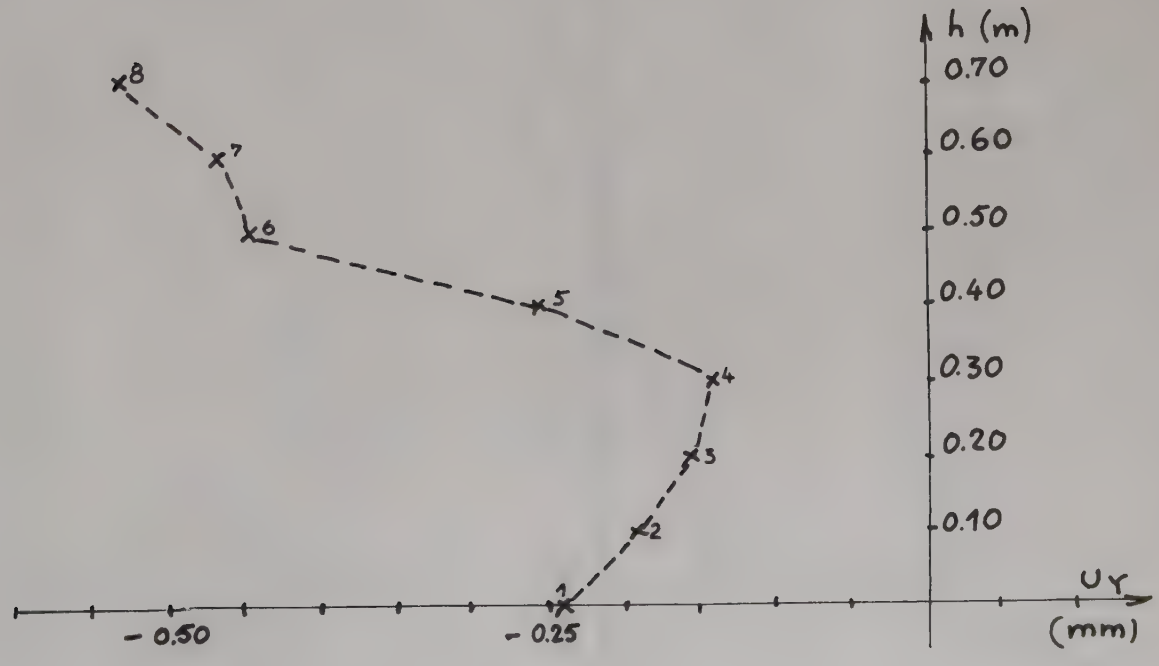




EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX ET VERTICAUX

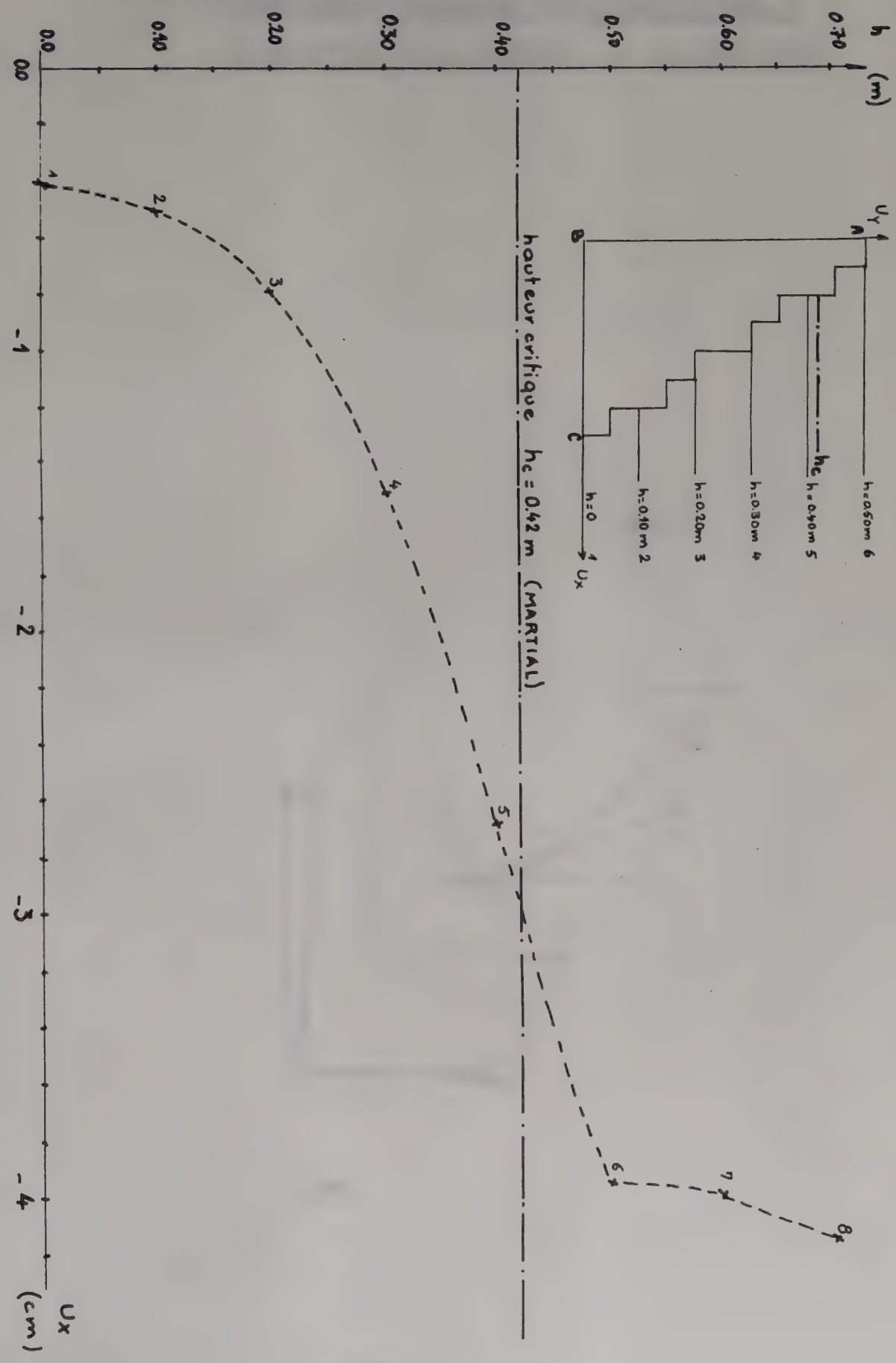
DU POINT C

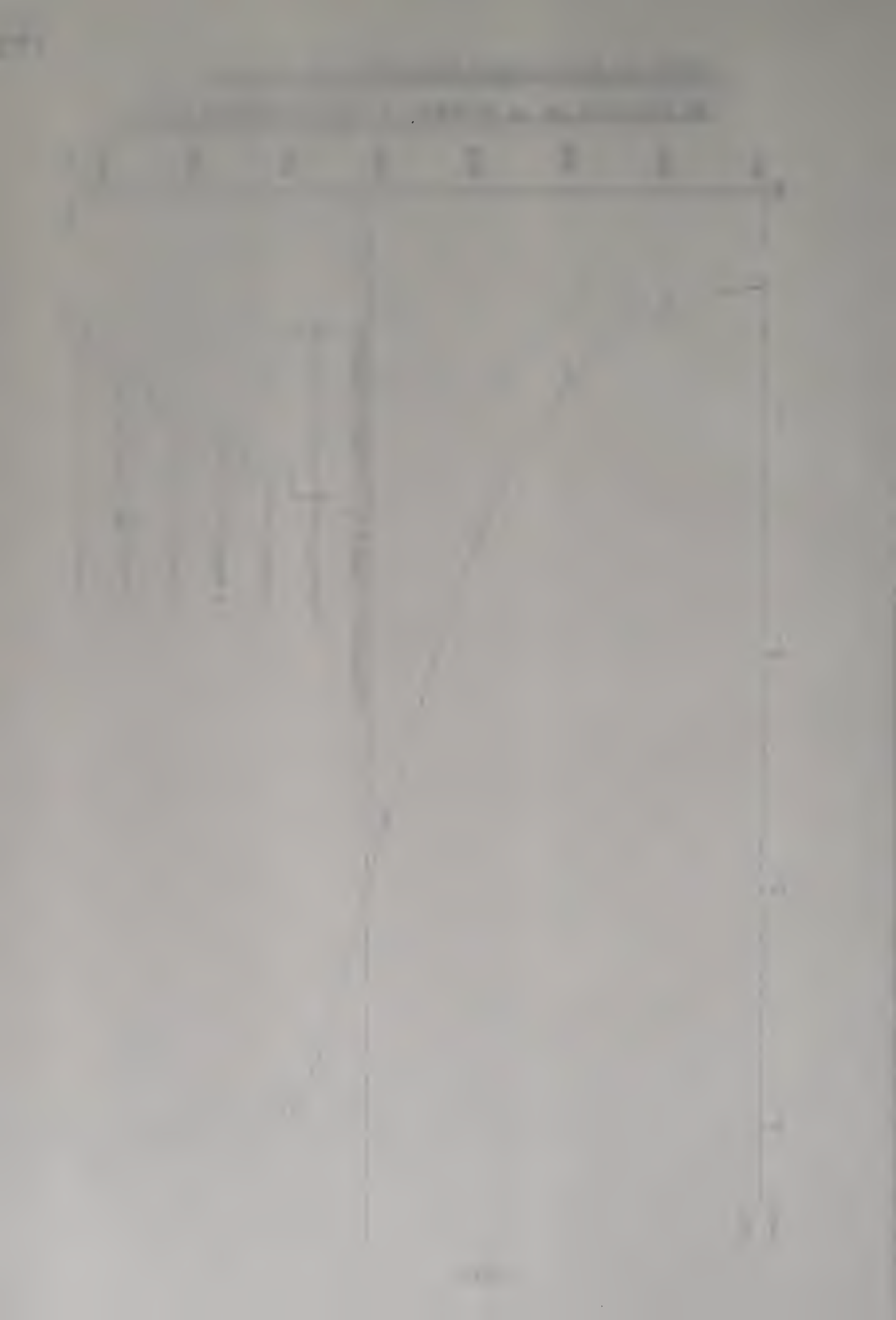




ETUDE DU DEPLACEMENT HORIZONTAL DU POINT C

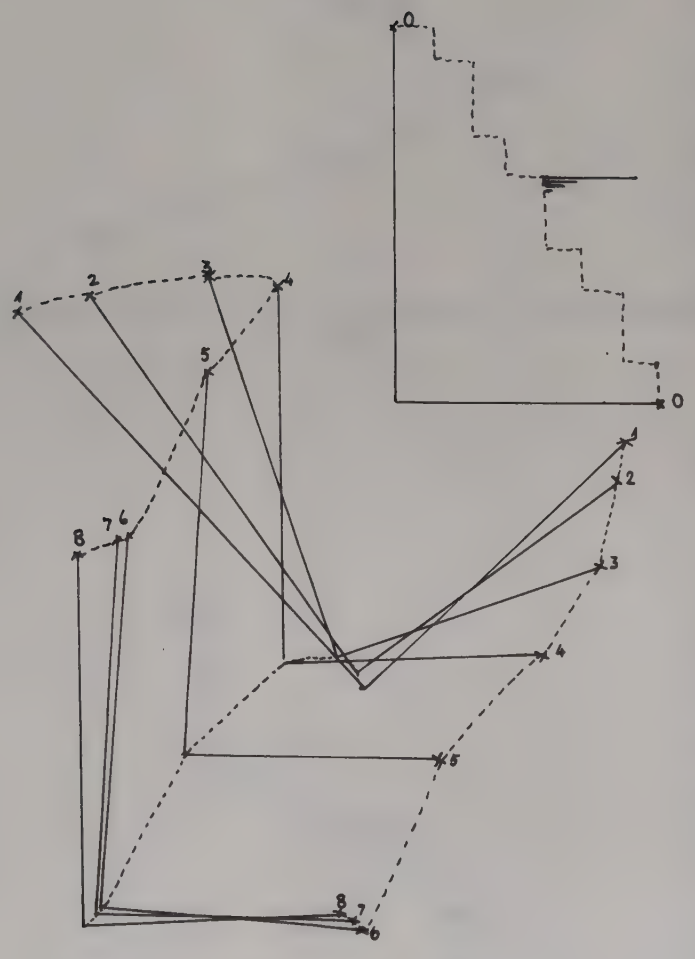
EN FONCTION DE LA HAUTEUR h DE CHARGEMENT.MUR A1





ETUDE DES DIFFERENTES POSITIONS DU MUR A'

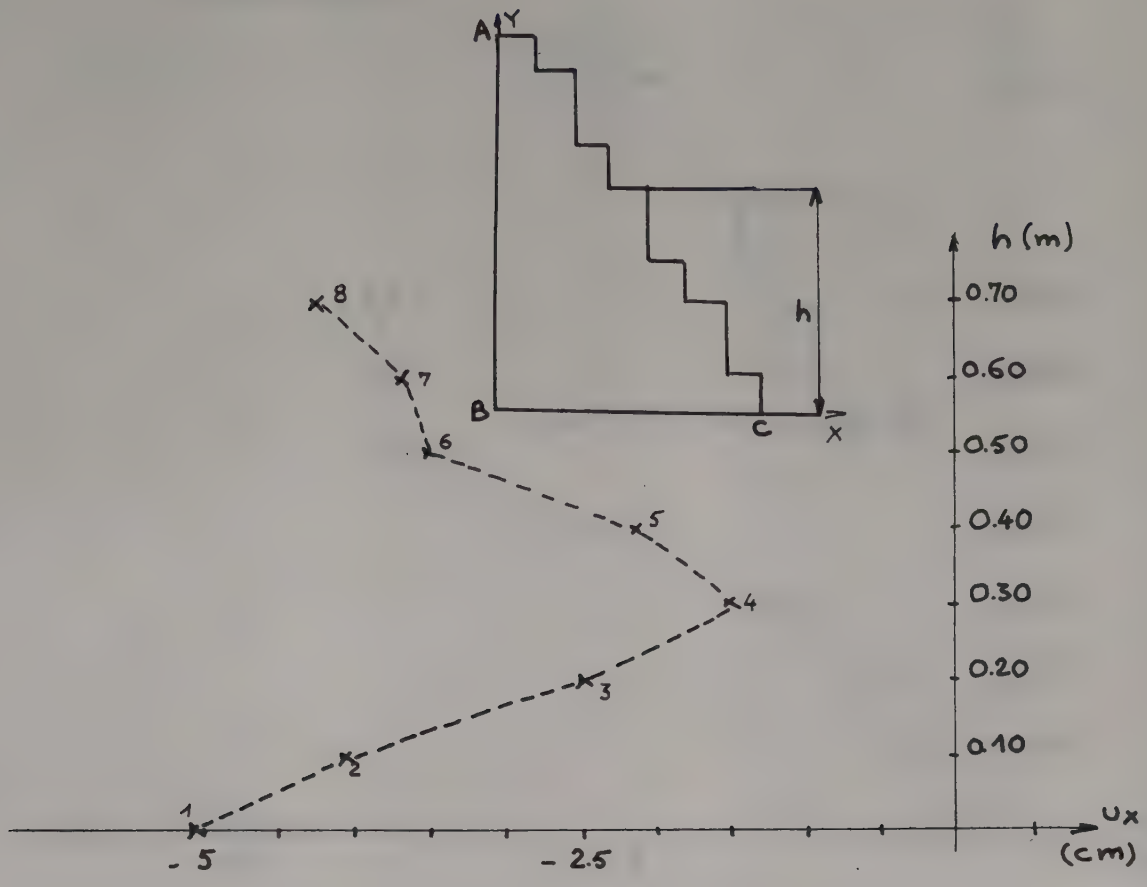
EN FONCTION DE LA HAUTEUR h DE CHARGEMENT

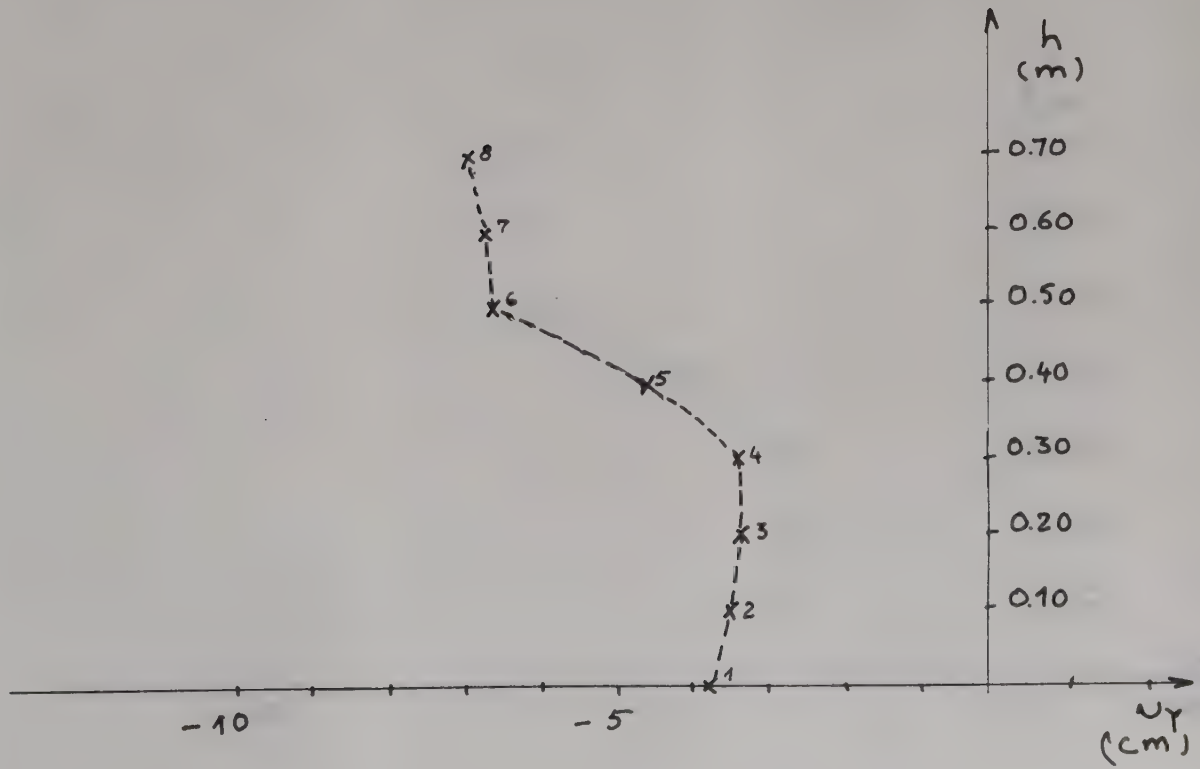


1cm

EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX ET VERTICAUX

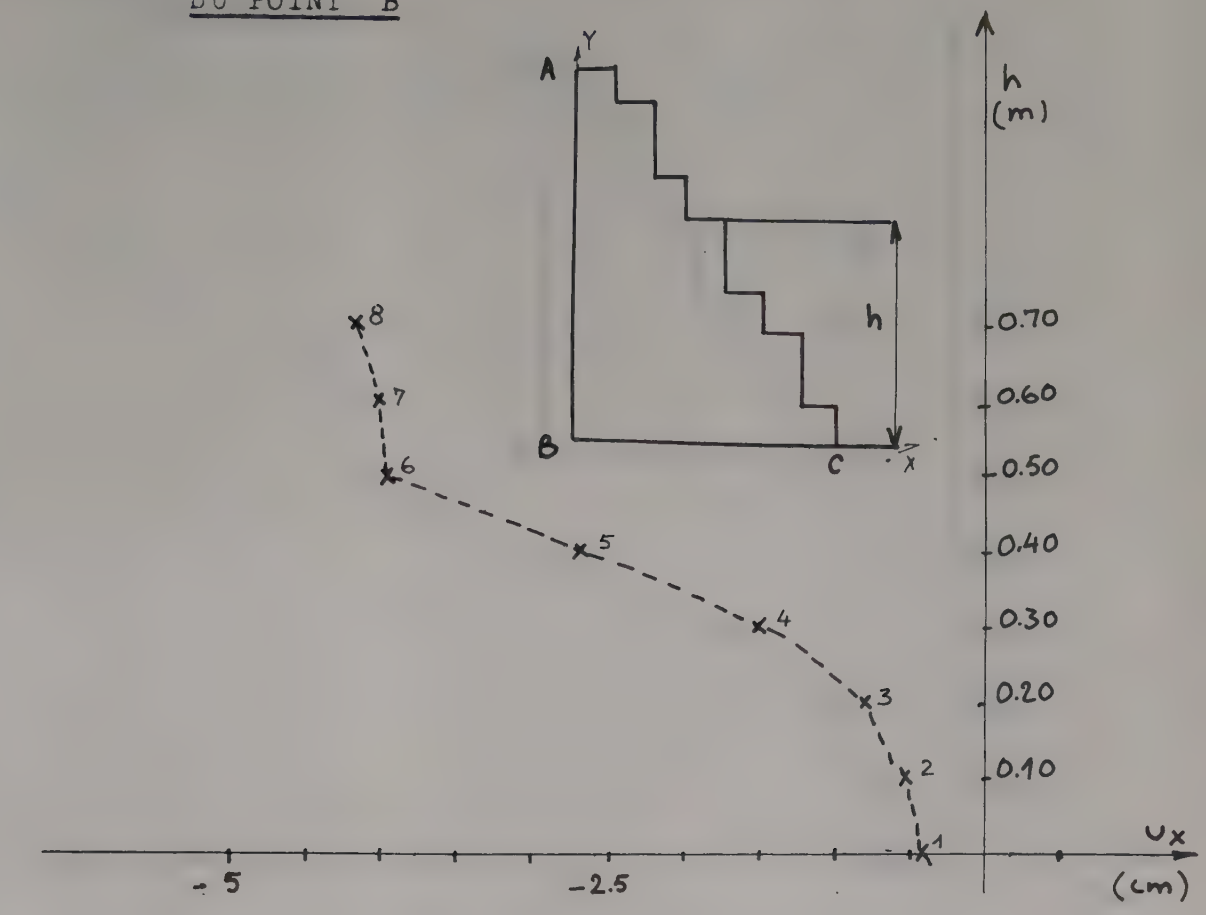
DU POINT A

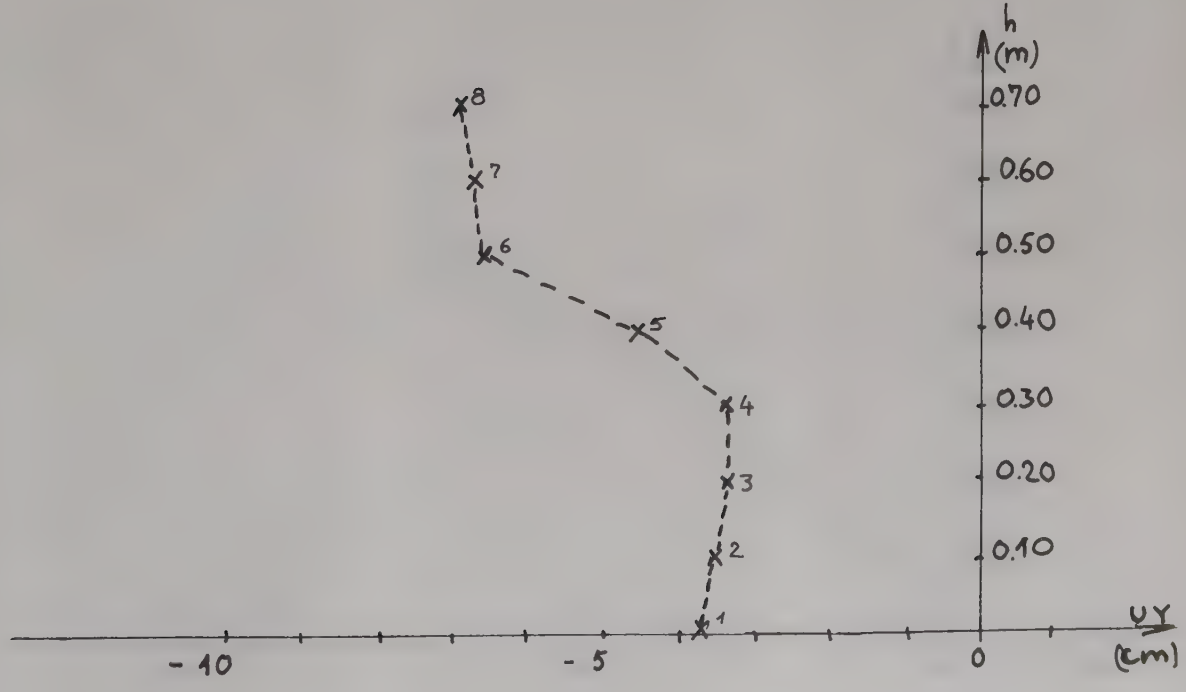


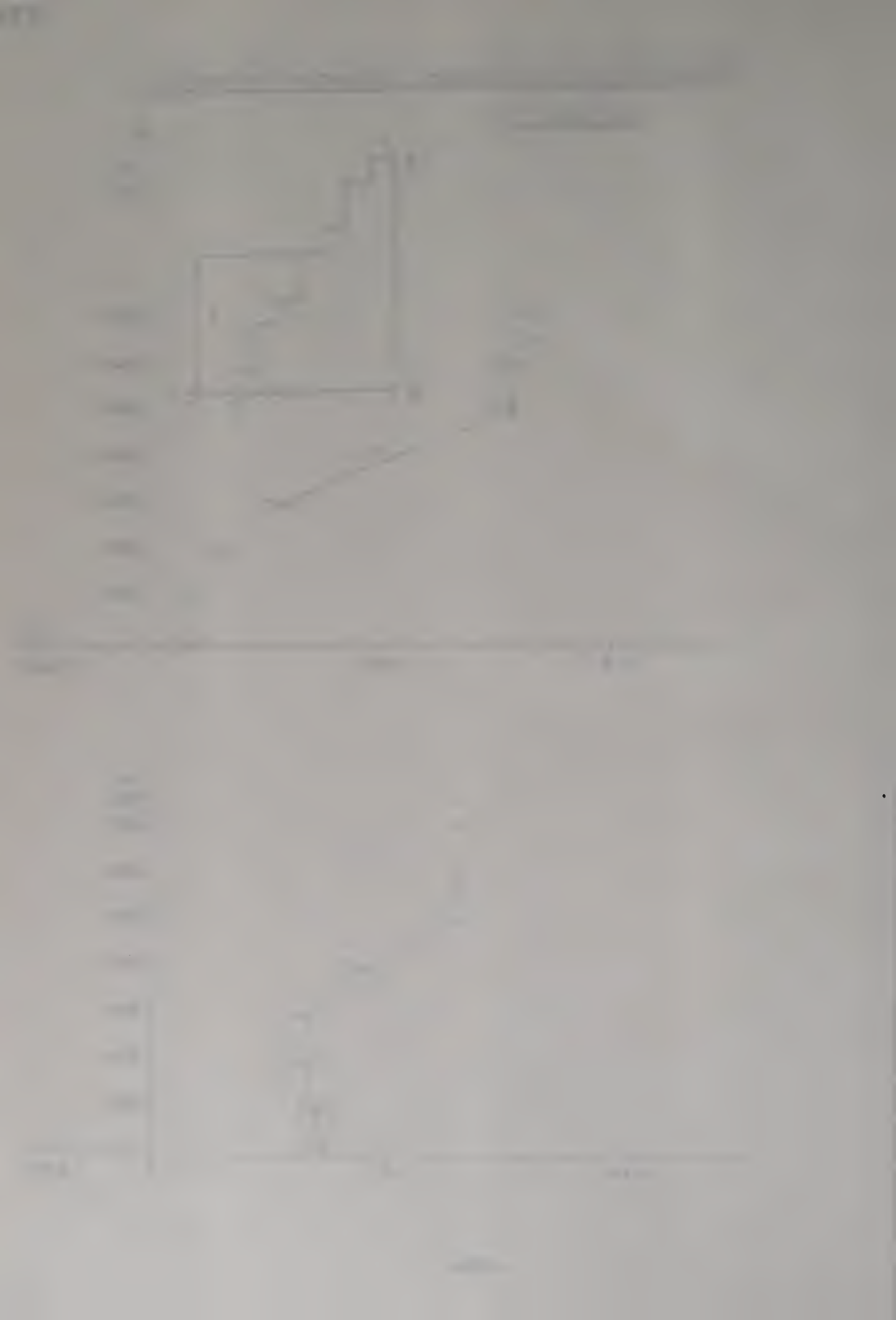


EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX ET VERTICAUX

DU POINT B

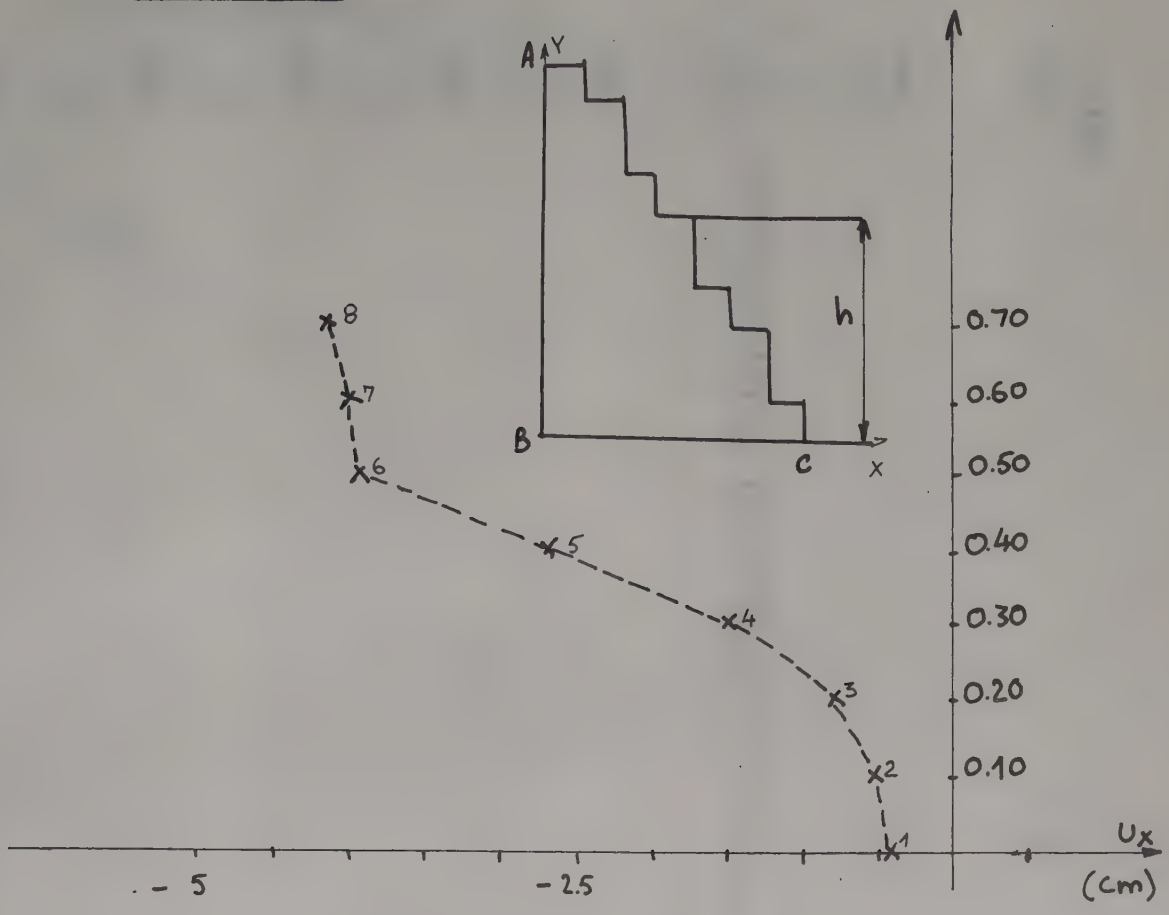


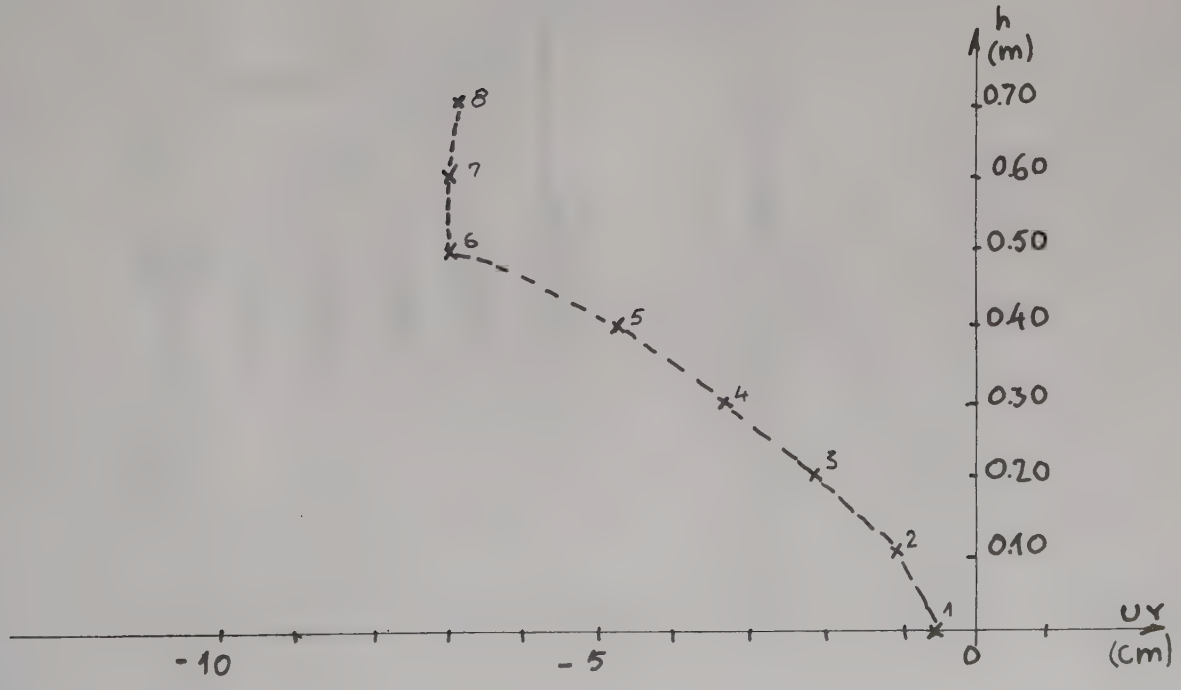




EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX ET VERTICAUX

DU POINT C

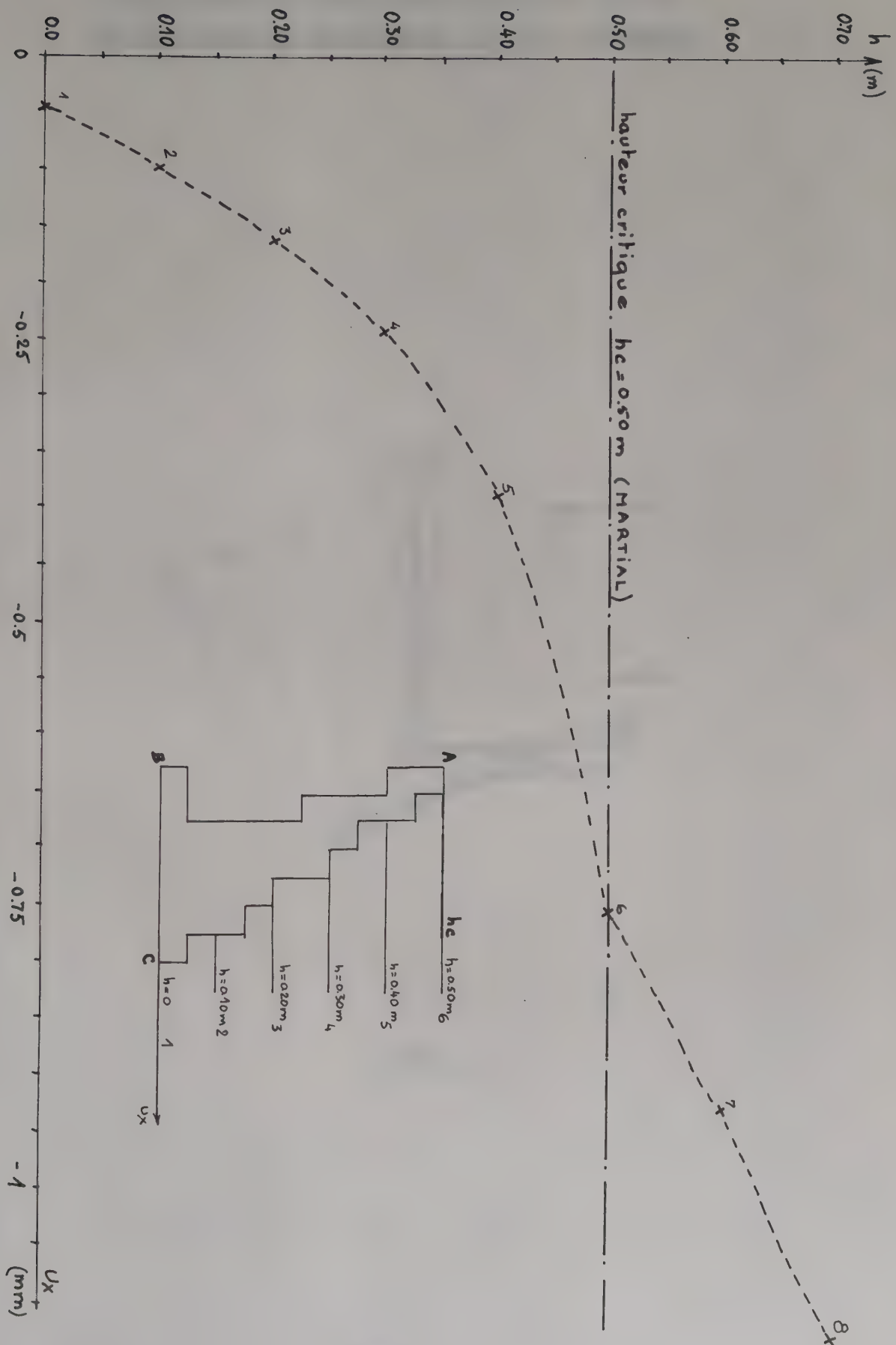




ETUDE DU DEPLACEMENT HORIZONTAL DU POINT C

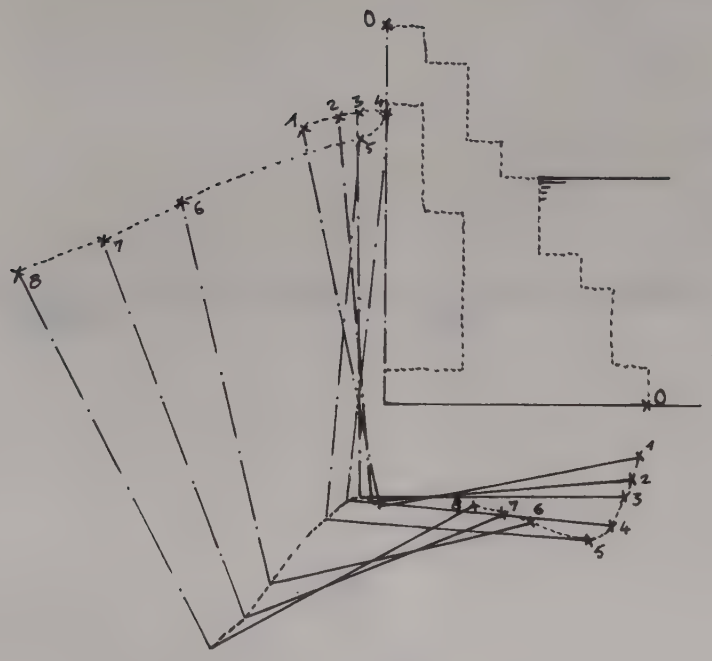
EN FONCTION DE LA HAUTEUR h DE CHARGEMENT

MUR D3



ETUDE DES DIFFERENTES POSITIONS DU MUR D3

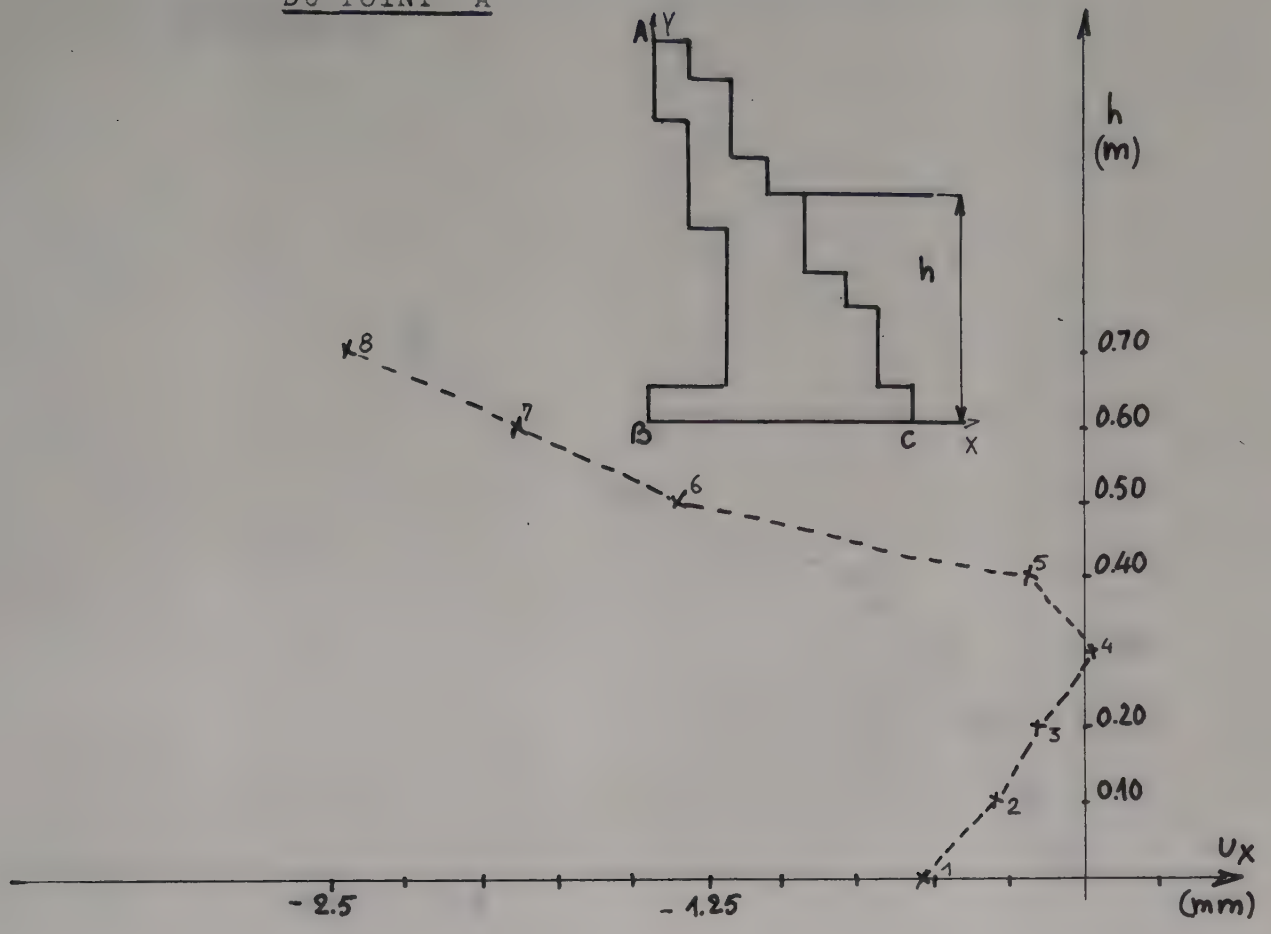
EN FONCTION DE LA HAUTEUR h DE CHARGEMENT

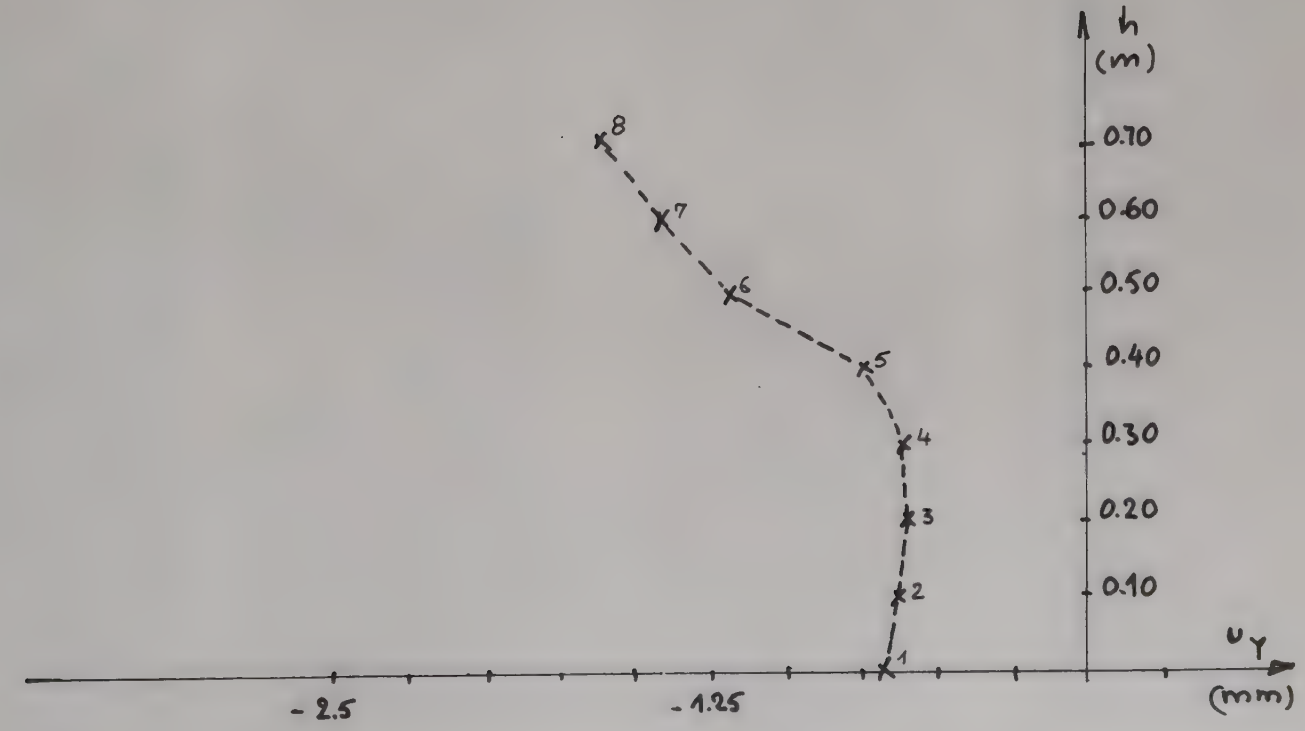


1mm

EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX ET VERTICAUX

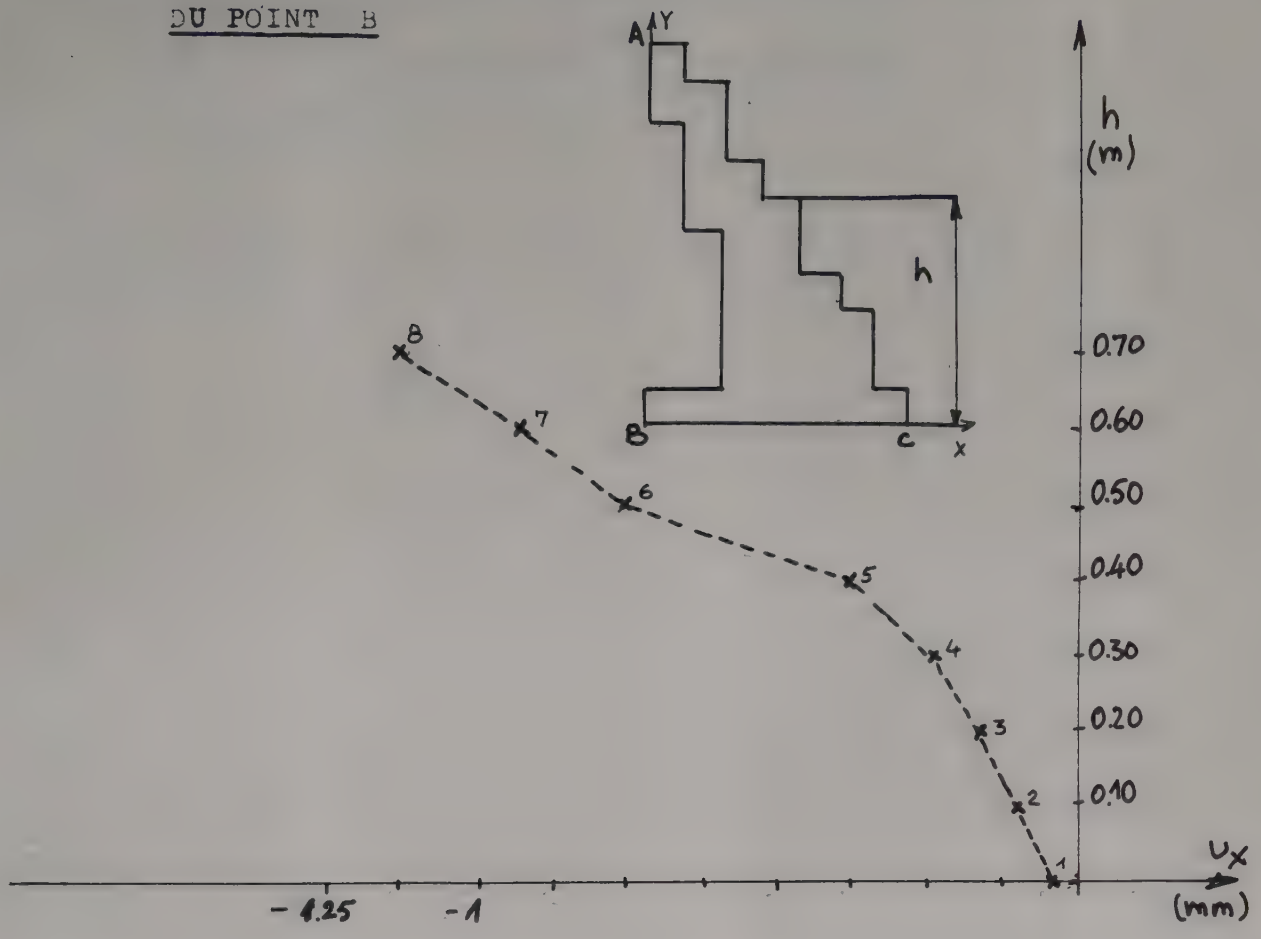
DU POINT A

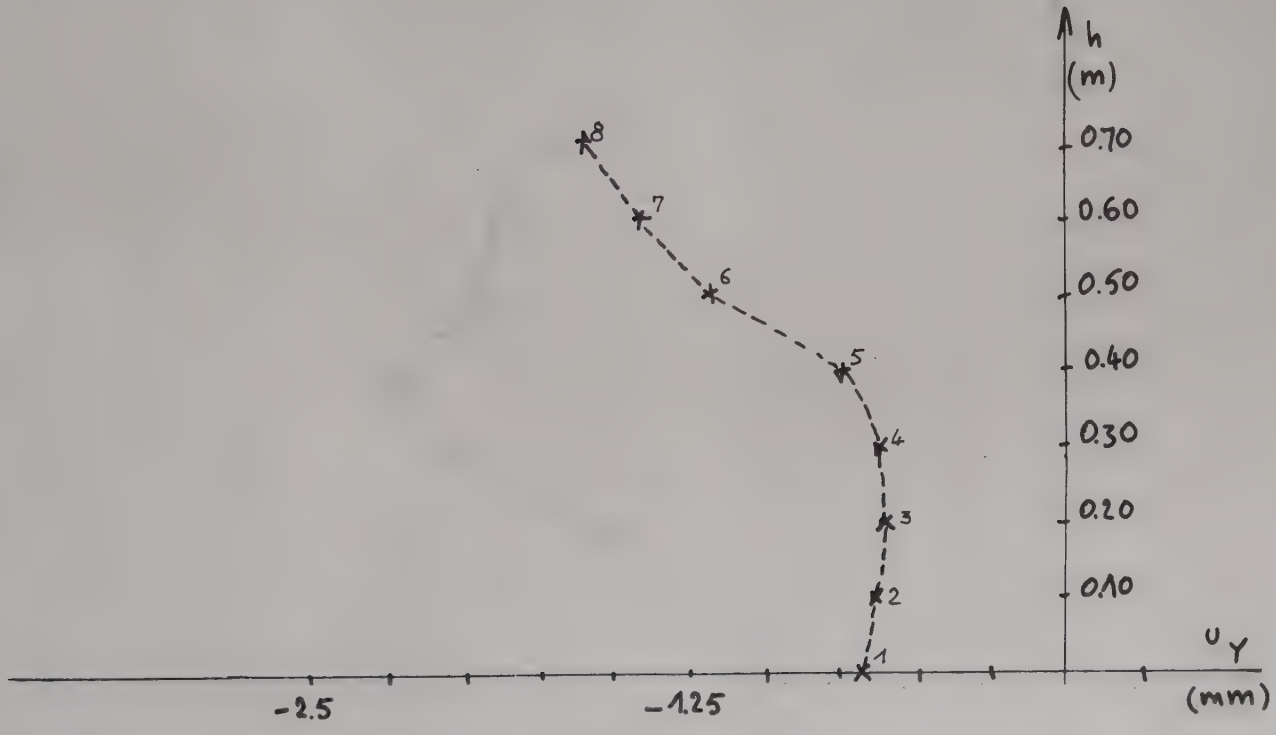


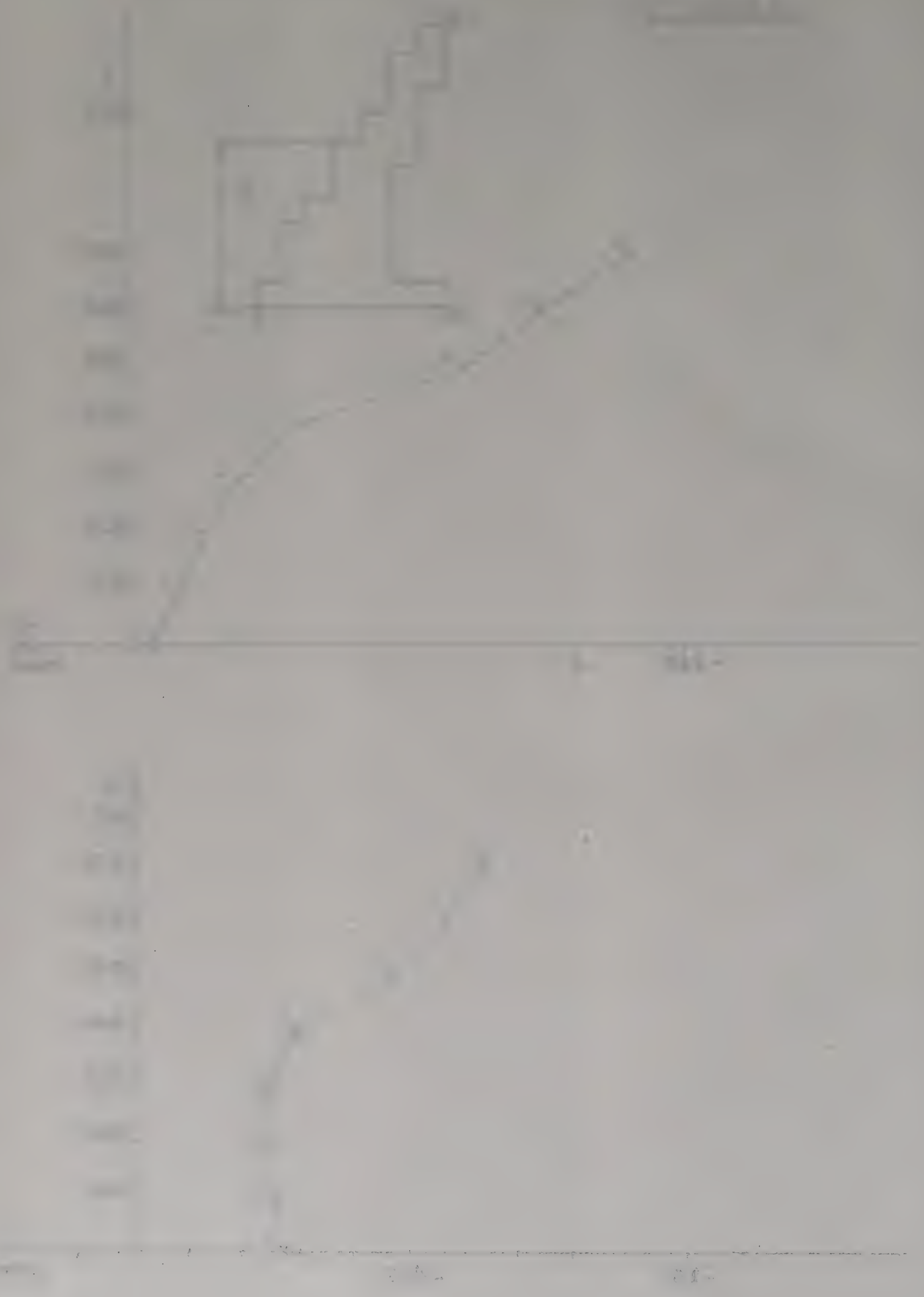


EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX ET VERTICAUX

DU POINT B

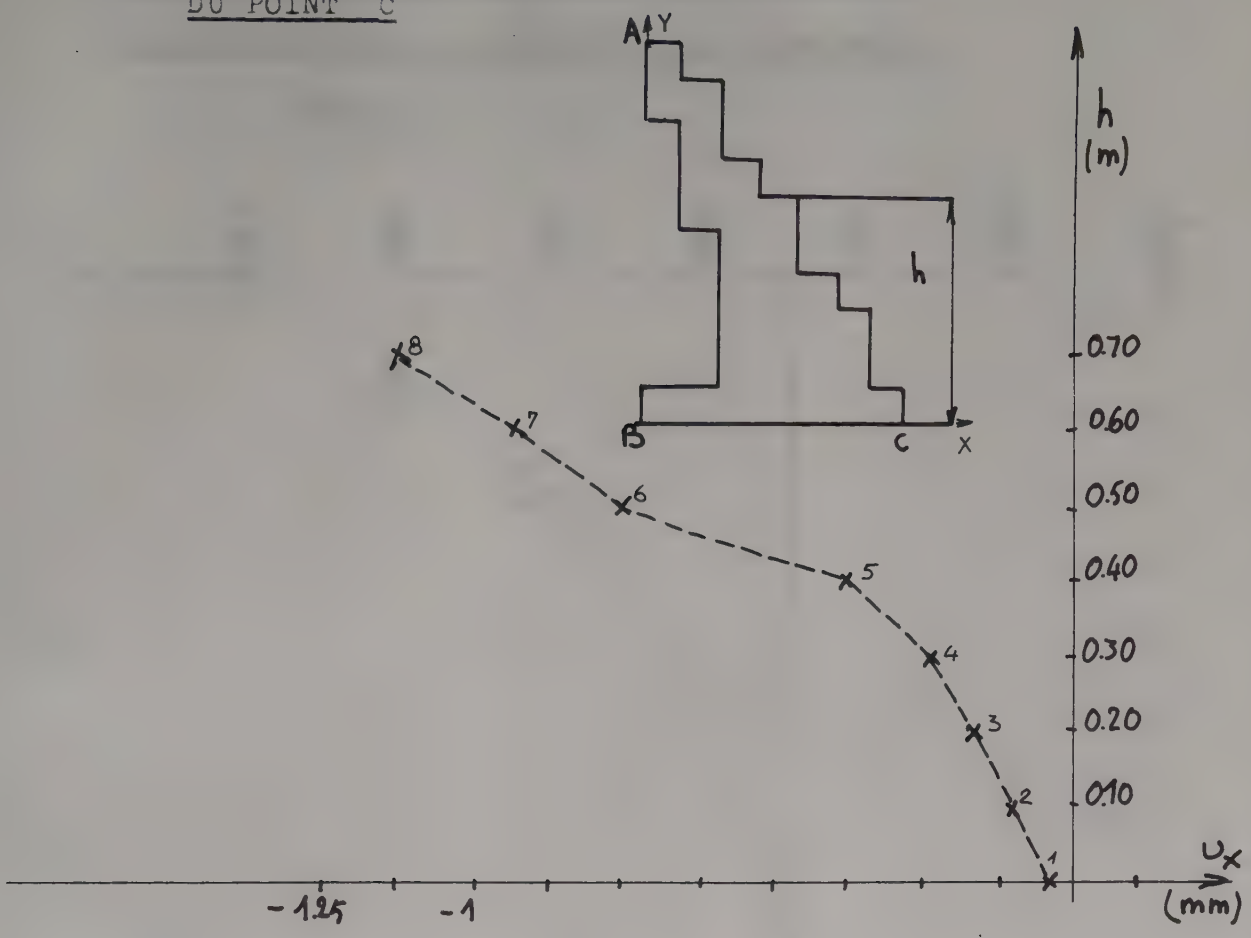


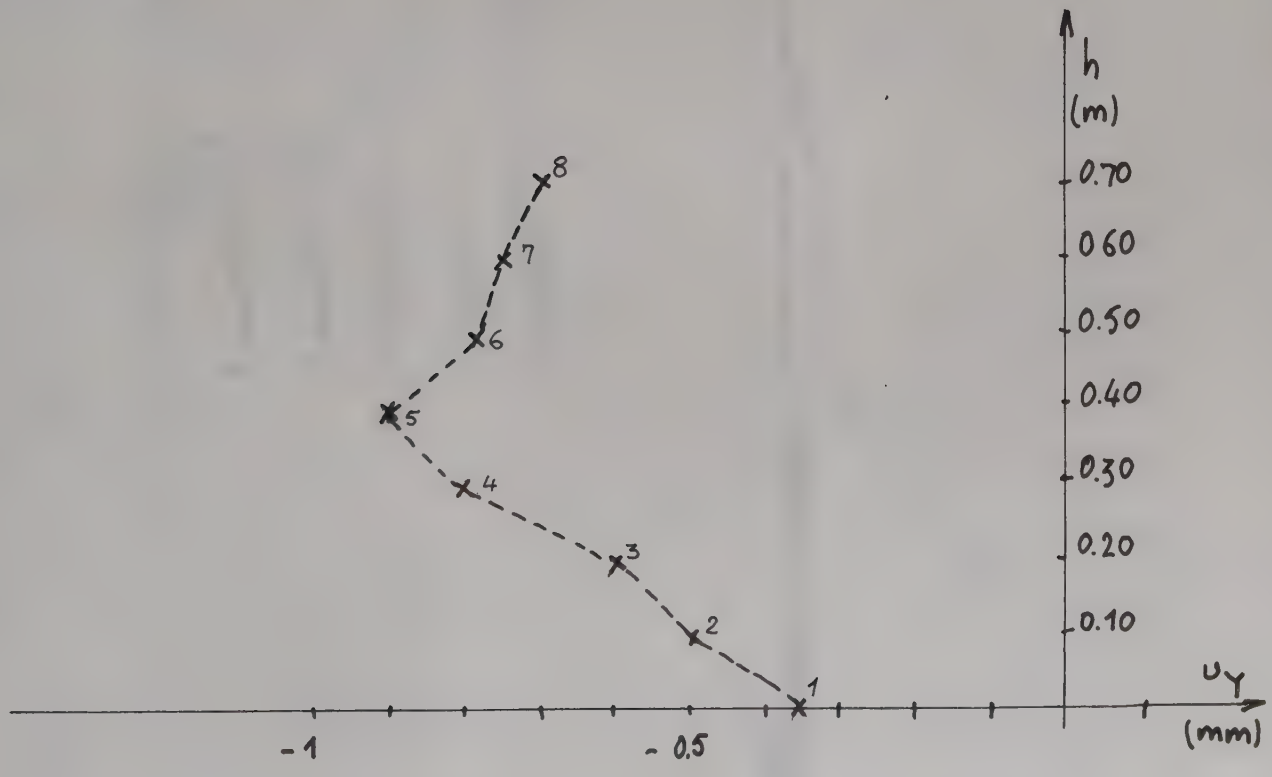




EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX ET VERTICAUX

DU POINT C

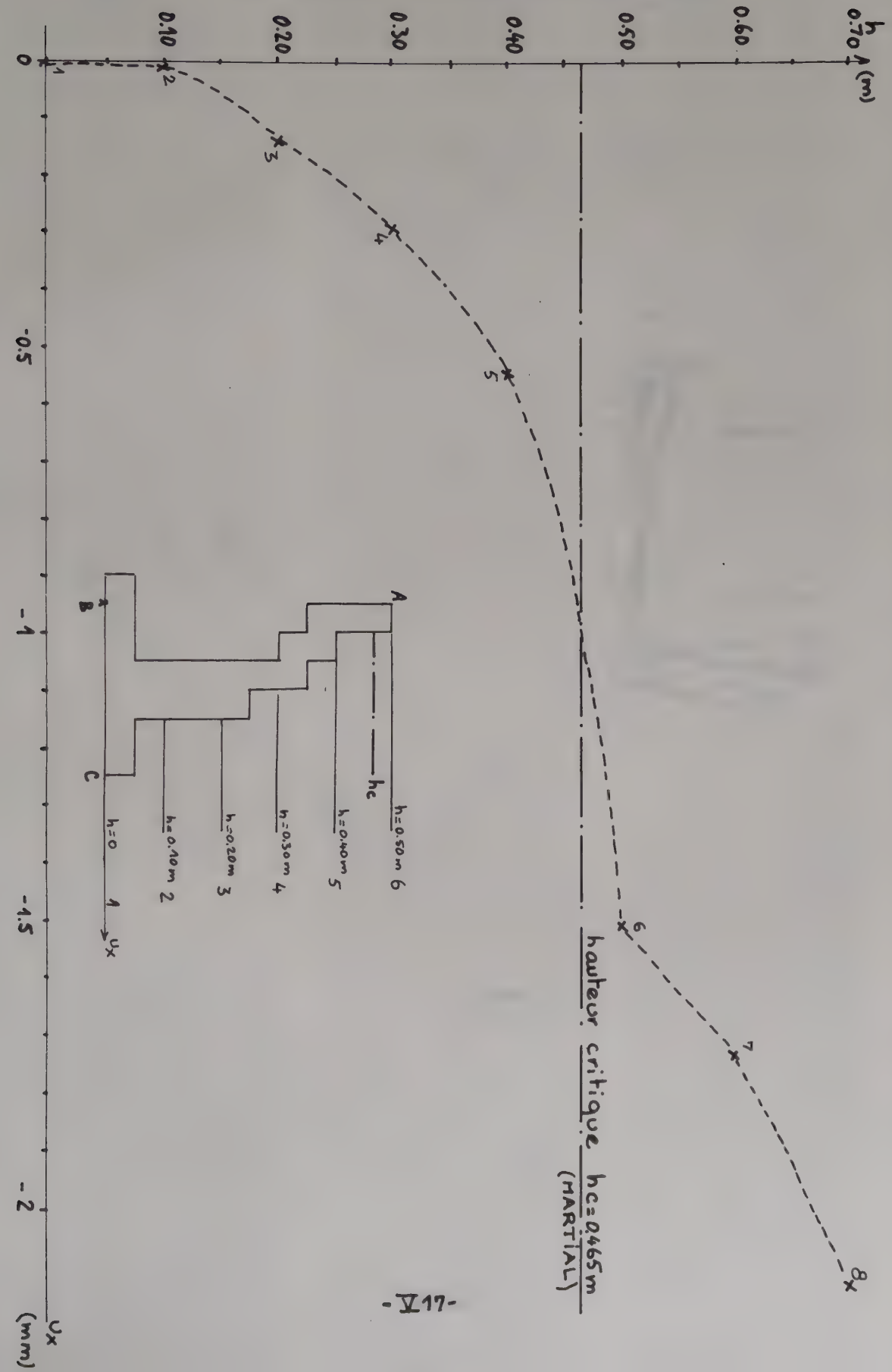




ETUDE DU DEPLACEMENT HORIZONTAL DU POINT C

EN FONCTION DE LA HAUTEUR h DE CHARGEMENT

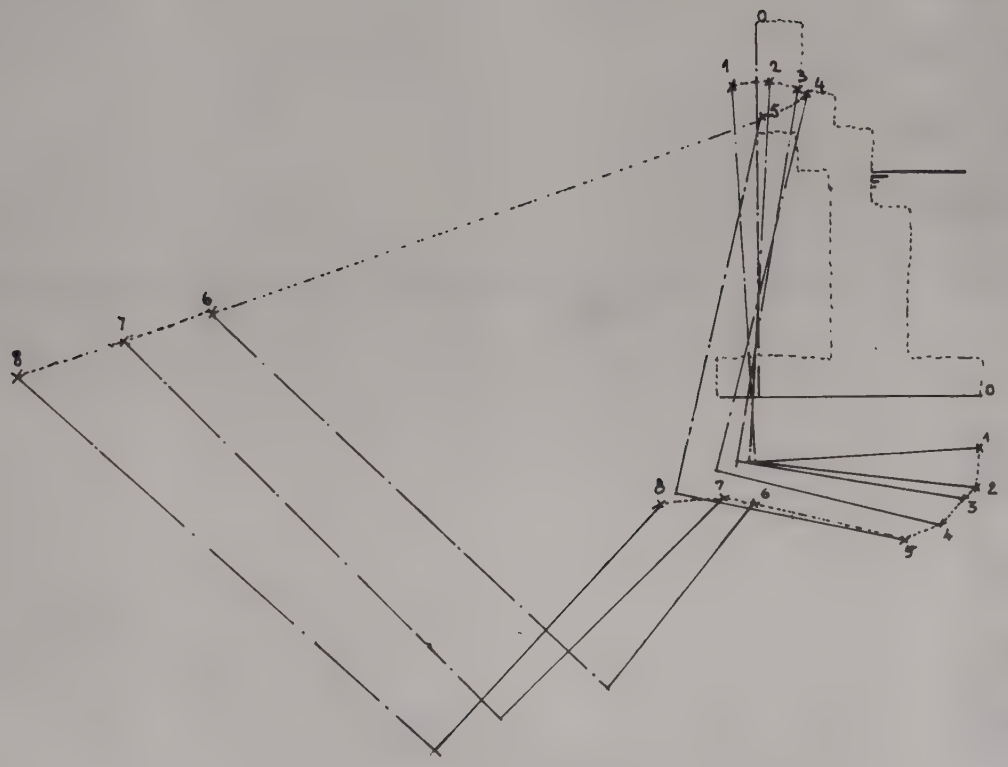
MUR C9



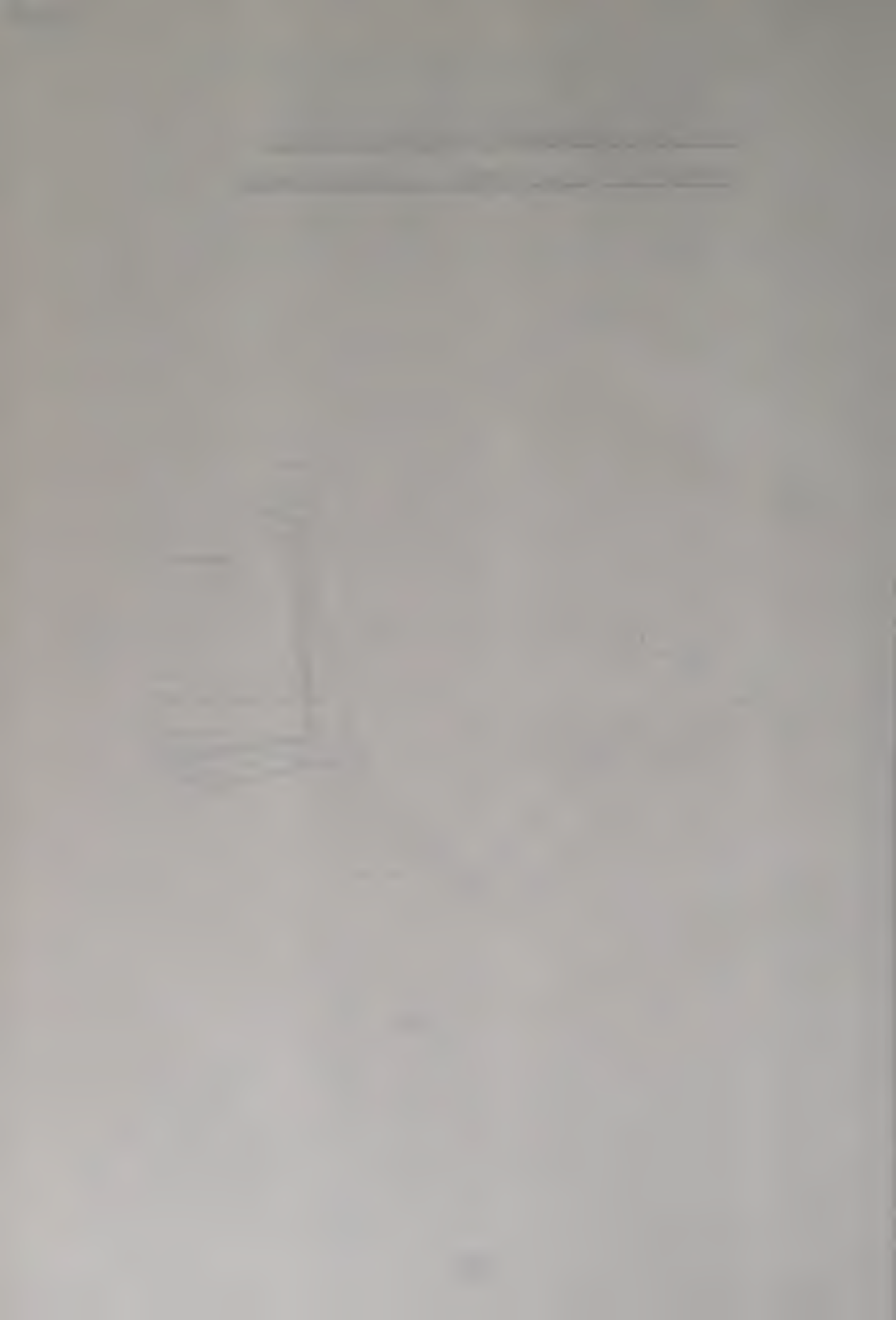
hauteur critique hc=0.465m (MARTIAL)

ETUDE DES DIFFERENTES POSITIONS DU MUR C9

EN FONCTION DE LA HAUTEUR h DE CHARGEMENT

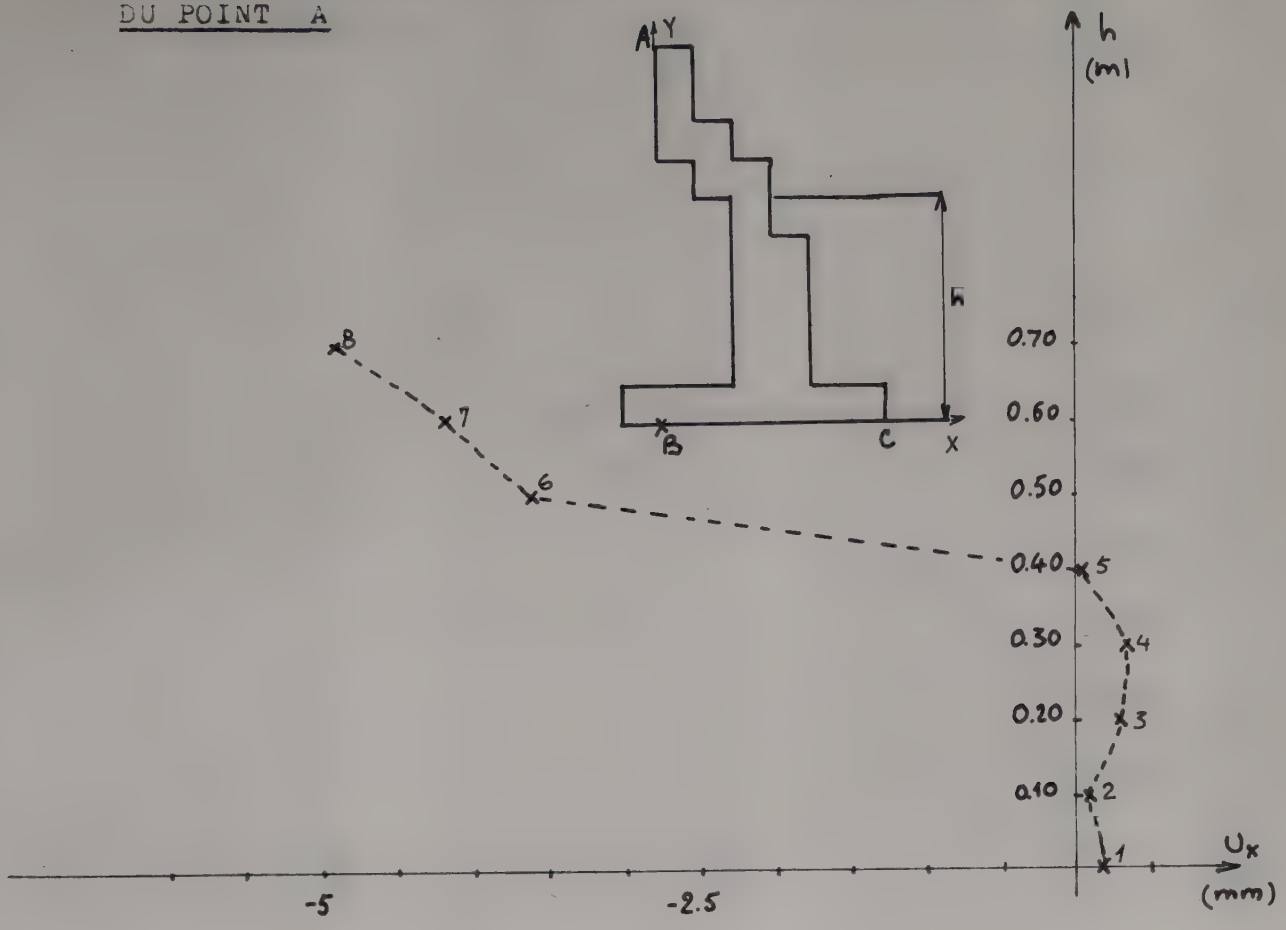


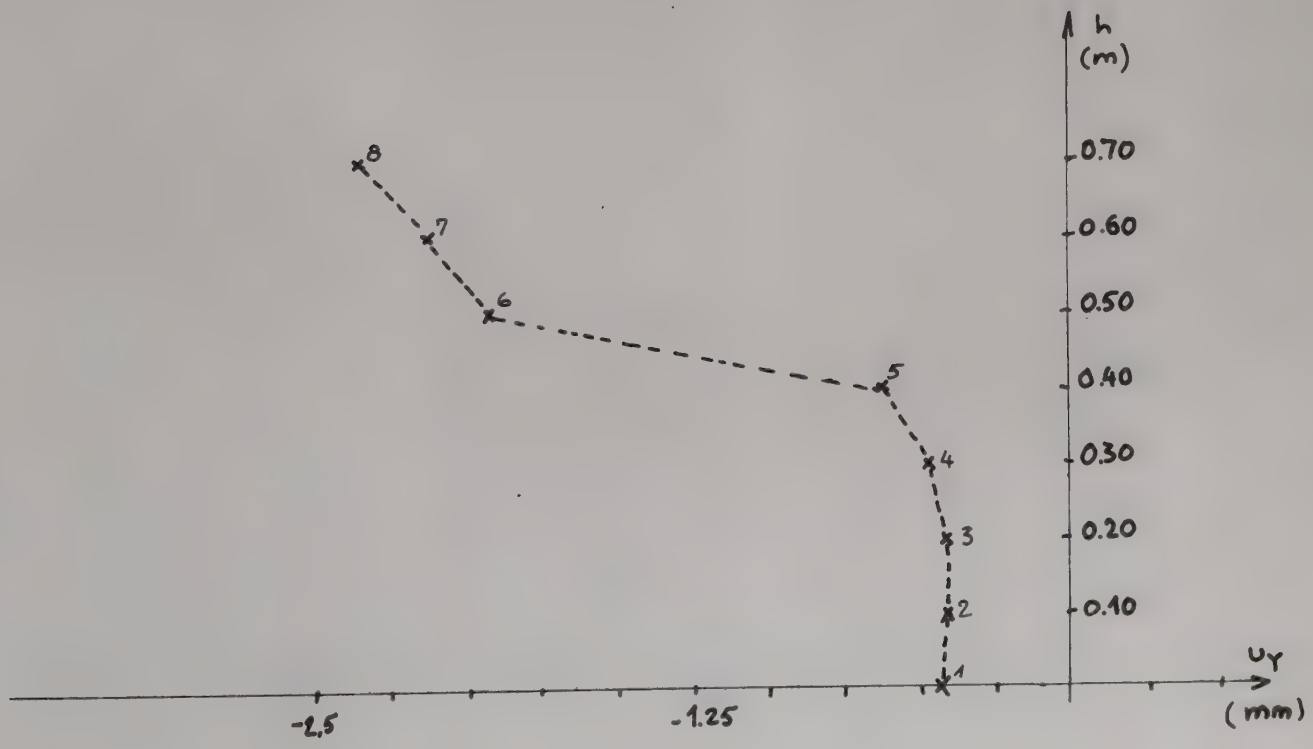
1 mm

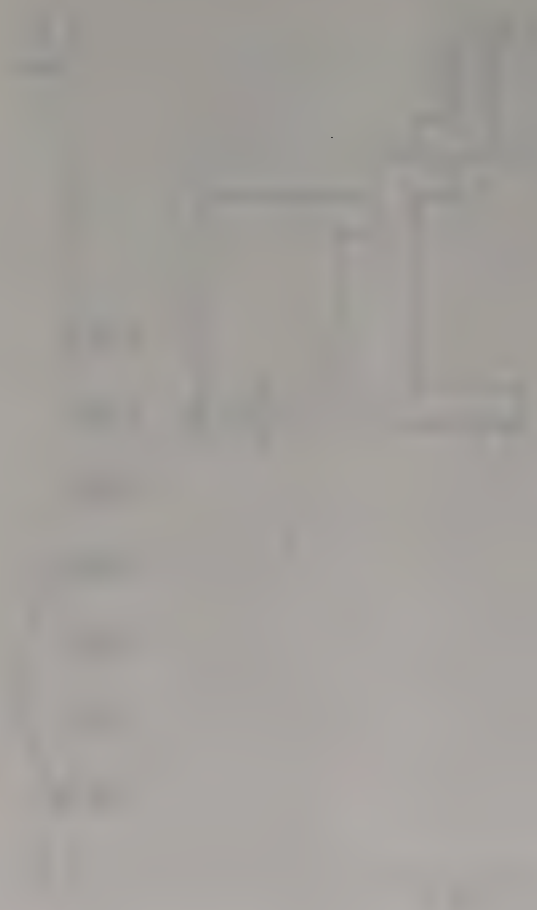


EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX ET VERTICAUX

DU POINT A

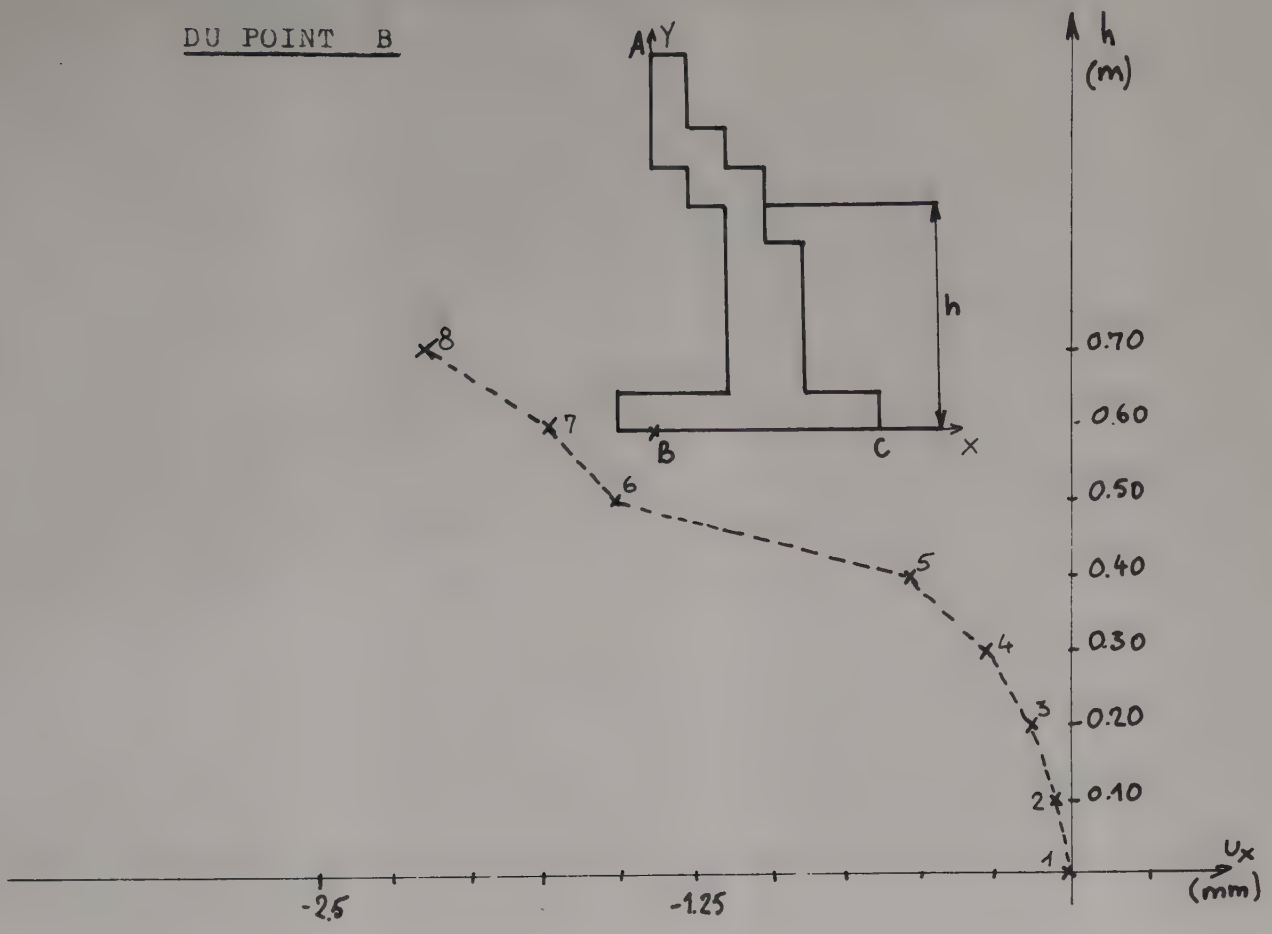


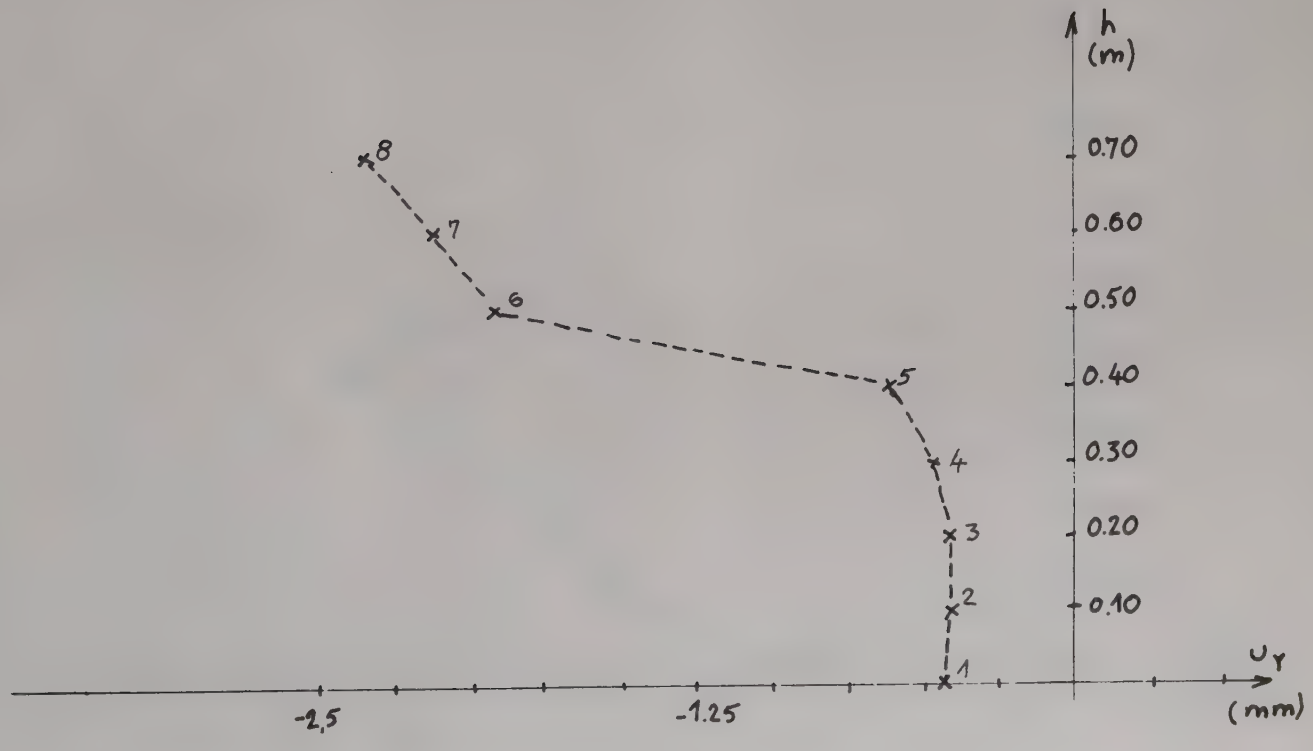




EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX ET VERTICAUX

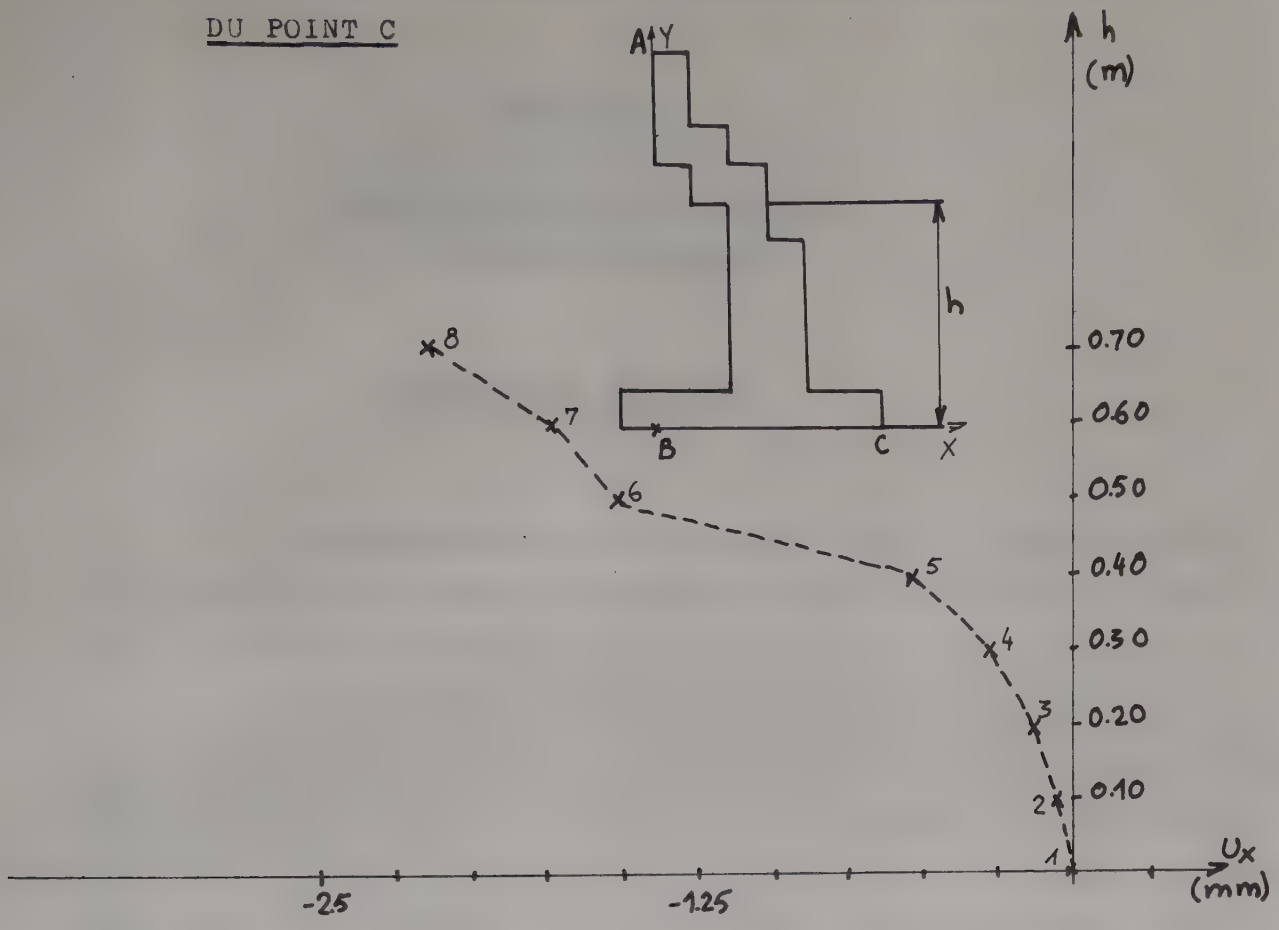
DU POINT B

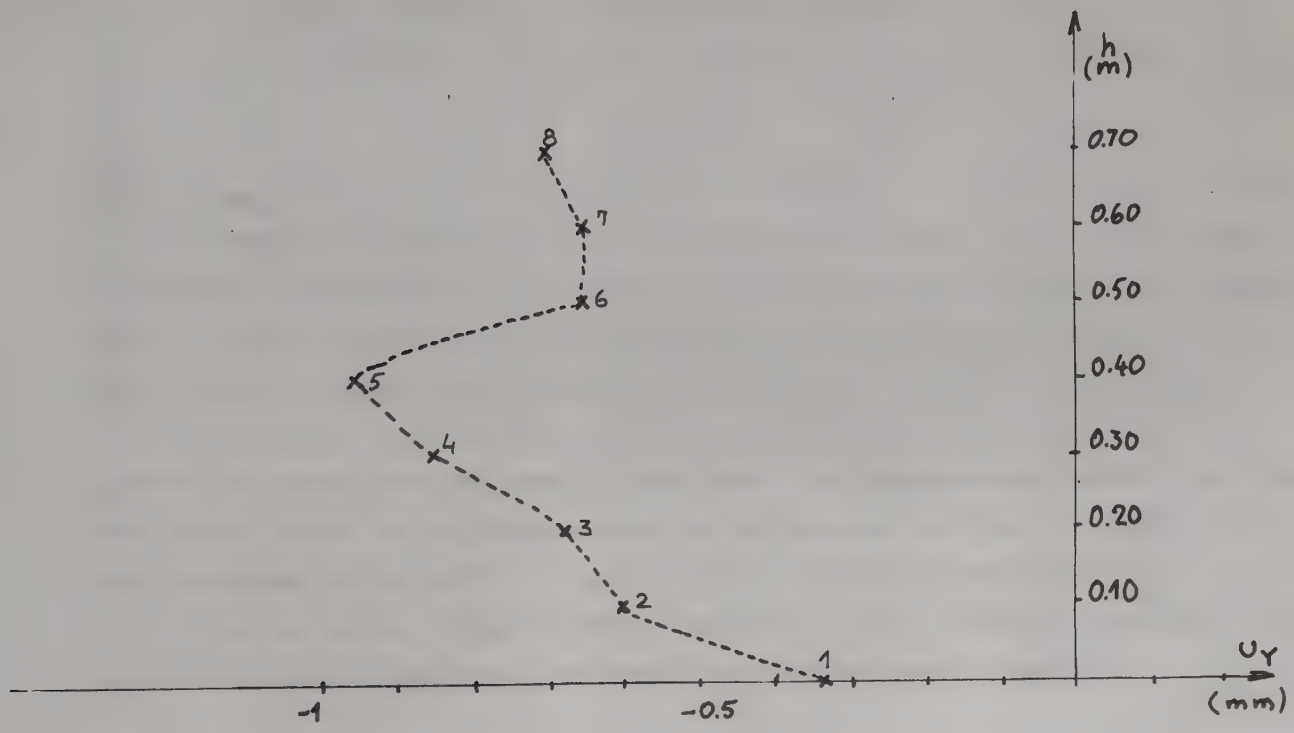


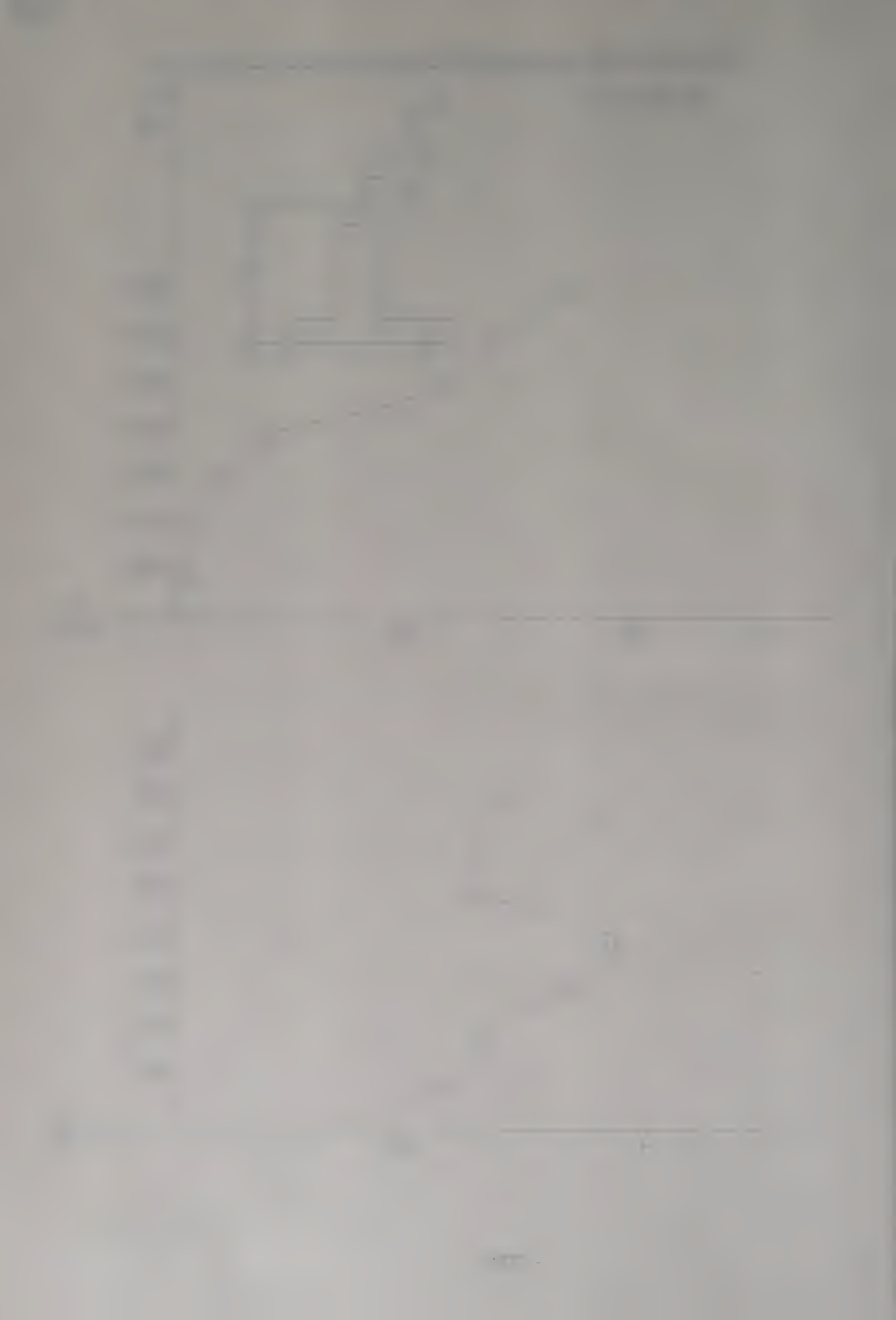


EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX ET VERTICAUX

DU POINT C







CHAPITRE VI

ETUDE DU CLOUTAGE PAR PIEU D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN

PRESENTATION DES FAITS

Le glissement de terrain sur le CD 17 EGUILLE - AIX en PROVENCE s'est manifesté, au niveau de la chaussée (Route actuelle sur le schéma VI 1) par des fissures de traction.

Ensuite, les pluies pendant l'hiver ont activé le phénomène. De plus, il pouvait alors être constaté en dessous du talus, au milieu des pins, un bourrelet de pied, preuve manifeste que le glissement était un glissement profond concernant une masse de terre importante. En outre, divers sondages et relevés de piezomètres ont fait apparaître une teneur en eau très importante à des profondeurs bien déterminées ; c'est ainsi que l'on mit en évidence une surface de glissement probable. (cf schéma VI 1).

C'est alors que les différentes méthodes de stabilisation du talus furent envisagées. Nous ne les énumèrerons pas toutes,mais nous nous arrêterons à la solution adoptée, à savoir l'implantation de pieux - en béton armé par exemple - permettant le cloutage de la partie glissante sur le substratum. Cette solution logiquement acceptable est cependant très difficile à approcher par les méthodes traditionnelles de calcul de pieu. Par contre, la méthode des éléments finis permet d'avoir les efforts dans le pieu compte tenu des sollicitations et des déplacements dans le massif en amont et en aval, grâce à la matrice de rigidité globale de l'ensemble du maillage. Or, pour adapter le profil en travers ci-contre aux calculs, il a dû être apporté des modifications simplificatrices à la géométrie du massif. De plus, pour tenir compte de la chronologie des sollicitations dans le talus, un sous-programme a été créé. En outre, l'état du sol ne permettant pas d'effectuer un essai triaxial sur le matériau, on a cherché à approcher les caractéristiques mécaniques des terrains entrant dans le massif.

PREPARATION ET ADAPTATION AU PROBLEME POSE

A - GEOMETRIE

L'étude a été faite en calcul bidimensionnel.
Les simplifications qui ont été apportées à la géométrie réelle du talus sont d'une part, les suivantes :

- talus à double pente
- ligne brisée (à mi-pente) représentant avec une très bonne approximation la ligne réelle du Stampien.
- ligne brisée (à partir du bourrelet de pied constaté sur le terrain) représentant avec une bonne approximation la surface de glissement.

D'autre part, les limites du maillage sont :

- vers la gauche 20 m à partir du bourrelet de pied
- vers la droite 25 m à partir des fissures de traction constatées sur le CD 17.
- Vers le bas 25,50 m à partir du bourrelet de pied

On remarquera que le maillage I (cf schéma VI 2) a été effectué de telle façon que l'introduction successive de deux pieux - en béton armé par exemple - l'un à mi-pente, l'autre en haut de talus soit possible. Cependant, dans un premier temps, la solution retenue ayant été celle de la mise en place d'un pieu en pied de remblai, le maillage I a été modifié pour avoir de meilleurs résultats (cf Maillage II schéma VI 3). La hauteur de pieu est de 20,40 m pour une profondeur d'ancrage dans le substratum (en dessous de la ligne de rupture) de 15 mètres.

B - MISE au POINT D'INCREMENTATION des SURCHARGES:sous PROGRAMME "PESANT"

Pour étudier, de manière plus précise l'influence de la mise en place du remblai sur le pieu, il a été mis au point un sous programme de calcul.

La méthode retenue consiste à initialiser les déplacements et les contraintes en rendant pesant (forces égales à 1/4 du poids de la maille concentrées aux noeuds) le substratum et le pieu. Puis, par l'intermédiaire du sous programme "PESANT", on applique la surcharge due au poids du remblai par divers incréments : c'est à dire que l'on peut à chaque passage ne prendre en compte qu'une fraction du poids total du remblai : on appliquera par exemple, dans un premier temps 1/10 de ce poids ; pour ce faire, on considère des forces aux noeuds(quatre) égales à 1/40 du poids de la maille.

Ce procédé permet, lorsque l'incrémentation est assez fine d'avoir après chaque incrément, la stabilisation des contraintes et donc de ne pas avoir de saut trop important sur les niveaux de contraintes, saut nuisant à la précision donnée par le calcul. Cependant, de nombreux incréments augmentent de manière non négligeable les temps de calcul. Aussi s'agit-il de choisir un fractionnement du poids du remblai tel que les prix des calculs soient justifiés par la précision qu'ils donnent.

Un premier test a été fait en utilisant 1/10 du poids du remblai il a permis de voir l'évolution des contraintes sous une surcharge de ce type : c'est donc après cette expérimentation que le choix des divers incréments a été arrêté.

Les passages des calculs consistaient à initialiser le Stampien, ensuite à appliquer une surcharge due au remblai égale à 1/2 de son poids, puis à l'augmenter d'1/4 pour obtenir enfin la totalité du poids du talus mis en place. Ce faisant le nombre des incréments est alors égal à 3.

C - CARACTERISTIQUES des MATERIAUX

Les matériaux du massif sont essentiellement des marnes. Vu le manque de connaissance des sols (et particulièrement l'abscence d'essais triaxiaux) , il avait été envisagé de déduire des caractéristiques mécaniques probables à partir d'essais triaxiaux faits sur des marnes d'apparence similaires.

Ceci s'est avéré impossible : en effet, vues les solicitations auxquelles le sol a été soumis, nous avons été conduit après linéarisation à des caractéristiques probablement très différentes de celles du sol en place ; de plus l'introduction des données à partir de cet essai dans le programme de calcul entraînait, dès l'initialisation du substratum des entrées en plasticité incohérentes et inexplicables si ce n'est par la sous-estimation des caractéristiques mécaniques du matériau en profondeur.

Nous avons donc dû adapter ces caractéristiques de telle manière à avoir des résultats de niveau de contraintes convenables.

I - Pour le Stampien et le remblai :

Aussi, avons-nous pris, dans une première étape, le même matériau pour le substratum et le remblai. La cohésion intergranulaire c' est de 0,5 bars soit 5 t/m^2. L'angle de frottement intergranulaire $\emptyset'$ est de 25°, ces caractéristiques traduisant des possibilités assez bonnes pour les marnes situées en profondeur donc moins remaniées.

Le coefficient K, K = 2000 et l'exposant n, n = 1 traduisent le fait que la courbe contraintes-déformations dans l'essai triaxial d'une argile est pratiquement tangente à l'axe vertical des contraintes, à l'origine.

De plus, nous avons pris pour coefficient de Poisson ν , $\nu = 0,3$ et pour K_o, $K_o = \frac{\nu}{1-\nu} = 0,428$; le poids volumique du matériau étant $\gamma = 1,7\ t/m^3$.

En Résumé : $c' = 0,5$ bars $\emptyset' = 25°$ $K = 2000$ $n = 1$
$\gamma = 1,7\ t/m^3$ $\nu = 0,3$ $K_o = 0,428$

II - Pour la couche molle :

Les caractéristiques des marnes fort remaniées de la couche à haute teneur en eau ont été prises, pour une première étude égale à :

$c' = 0,05$ bars $\emptyset' = 25°$ $K = 500$ $n = 1$
$\gamma = 1,7\ t/m^3$ $\nu = 0,3$ $K_o = 0,428$

Remarque :

Des calculs pour la détermination du coefficient de frottement intergranulaire du matériau dans la couche molle avaient été faits par une équipe du CETE des MILLES. En considérant le glissement comme pratiquement plan l'angle $\emptyset'$ avait été évalué à 16°. Cependant pour une première étude le choix à 25° a été arrêté pour éviter des entrées en plasticité partielle nuisant à la précision des calculs.

et pour K_0, $K_0 = \frac{\sqrt{}}{1-\sin\varphi} = 0{,}625$; le poids volumique du massif étant $\gamma = 1{,}7$ t/m^3.

$$\gamma = 1{,}7 \text{ t/m}^3 \quad \gamma = 1{,}7 \times \quad = \quad$$

II - Pour la 2ème phase :

$$\gamma = 1{,}7 \text{ t/m}^3 \quad \gamma = \quad$$

Par la suite alors, il serait intéressant d'étudier l'influence des variations de Ø' ou de c', et c' simultanément, sur les efforts mobilisés dans le pieu. Ceci serait éventuellement nécessaire pour l'approfondissement progressif du phénomène.

III - Pour le Pieu :

Le matériau retenu pour le pieu est du béton. Son module a été pris égal à E = 175 000 bars.

Cependant, pour tenir compte de la discrétisation des pieux dans le sens perpendiculaire à la direction du glissement, il serait nécessaire de voir l'influence de la diminution du module du béton (module équivalent)sur la stabilité de l'ensemble.

IV - Exemple de linéarisation d'un essai triaxial (cf schéma VI 4, 5, 6, 7, 8) :

Les courbes contraintes-déformations des seuls essais triaxiaux effectués sur le site du CD 17 mettent en évidence l'hétérogénéité de l'échantillon prélevé : en effet, la courbe A σ_3 = 4 bars présente un pic plus prononcé que ceux des courbes B et C respectivement déduites pour σ_3 = 2 bars, et σ_3 = 1 bar. Aussi, la linéarisation de ces courbes a été faite seulement, pour illustrer le principe de la méthode de DUNCAN.

La linéarisation des courbes permet donc d'avoir par simple lecture l'ordonnée à l'origine 1/Ei et la pente $1/(\sigma_1 - \sigma_3)r$.

Ensuite le tracé de la droite $\log E_i = \log K + (1-n) \log pa + n \log \sigma$ permet d'atteindre les valeurs de K et de n.

C'est en introduisant les caractéristiques déduites de cet essai que l'on a obtenu des entrées en plasticité dès l'initialisation du stampien avec le pieu.

ORDRE DES PASSAGES DE CALCUL

Il a été limité à cause de la priorité donnée à certaines études. Cependant, pour avoir un aperçu plus correct du problème, il faudrait envisager les calculs permettant de voir l'influence des différents paramètres (module du béton, caractéristiques mécaniques des matériaux, longueur d'ancrage du pieu ...) sur la stabilité de l'ensemble.

L'ordre des calculs a été le suivant :

- Tout d'abord, un passage en homogène (un seul matériau pour le talus et le remblai, pas de couche molle) avec pieu, en plaçant 1/10 de la surcharge due au poids du remblai pour étudier l'ordre de grandeur et la répartition des contraintes dans le pieu.
- Ensuite, un passage en homogène avec pieu en plaçant la totalité de la surcharge.
- Un passage en homogène avec pieu en initialisant le talus dans son état final : ce passage permettant d'étudier le rapport du pourcentage d'erreur au coût du calcul sur ordinateur.
- Un passage en hétérogène (avec couche molle) avec pieu en appliquant la totalité de la surcharge en plusieurs incréments.

PASSAGES EN HOMOGENE AVEC PIEU

A - PASSAGE AVEC 1/10 du POIDS du REMBLAI

I - Tout d'abord les premiers résultats ont permis de tester les valeurs des contraintes dans le pieu.

En effet, sur les figures ci-jointes nous avons mis en évidence la répartition linéaire des contraintes dans chaque section horizontale du pieu (cf schéma VI 9). Une étude des contraintes le long des trois bandes verticales de mailles du pieu a été faite pour étudier la continuité des contraintes dans le sens vertical (cf schéma VI 10). On remarque qu'un seul point est litigieux : ceci provient du fait que la maille concernée présente une discontinuité dans ces dimensions géométriques par rapport aux mailles jointives.

II - Une première déformée peut alors être entrevue (cf schéma VI 11) elle montre que le pieu se déplace autant en tête qu'au pied.

Cela vient du fait que nous sommes en terrain homogène et qu'un mouvement en profondeur et d'ensemble des terres s'amorce de la droite vert la gauche.

III - De plus, la courbe des moments (cf schéma VI 12) bien que pas très significative quantitativement, vues les imprécisions du calcul étant donné le maillage assez large et la surcharge faible qui a été appliquée, s'adapte assez convenablement à la courbe des déplacements du pieu.

C'est après ces premiers dépouillements que l'étude des sollicitations dans le pieu a été poursuivie en appliquant progressivement la surcharge due au remblai (par 3 incréments) jusqu'à sa totalité.

B - PASSAGE AVEC 1/2, 3/4, 4/4 du POIDS du REMBLAI

I - Le sol :

1) Premièrement, nous avons étudié les courbes de même niveau de contraintes $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3) r$ (cf schéma VI 13) courbes tracées pour l'état initial (sans remblai) et pour les 3 incréments avec respectivement 1/2, 3/4, 4/4, du poids du remblai il peut être constaté que ces courbes présentent

un pic d'autant plus marqué (en amont du pieu) que la surcharge est plus élevée. De plus, la position de ce pic se trouve pratiquement à la verticale de la hauteur de remblai mis en place, la plus grande. En effet, nous retrouvons ceci en concevant que le sol au droit de la surcharge la plus grande est plus sollicité.

2) Ces courbes sont aussi confirmées par les schémas représentant les déplacements verticaux (cf schéma VI 14) (on ne tient pas compte du déplacement horizontal) et les déplacements globaux ou totaux (cf schéma VI 15-16) (horizontaux et verticaux) des différents noeuds du maillage.

3) On constate, tout d'abord que le choix du coefficient de Poisson $\nu = 0,3$ se traduit effectivement par le soulèvement (gonflement) des noeuds autour des droites limites Y = 0, Y = 110 cm. De plus l'évolution du phénomène (pour les déplacements verticaux) est mis en évidence par le tassement progressif du Stampien sous la surcharge due au remblai.

On remarque, que dans le tracé des déplacements globaux sous tout le poids du remblai, une matérialisation des surfaces de rupture profonde probables apparait pour les points situés en amont du pieu, rupture profonde se retrouvant en joignant les pics des courbes $(\sigma_1 - \sigma_3)$ / $(\sigma_1 - \sigma_3)$ r : le pieu constituant un écran plus ou moins rigide les surfaces de glissement s'amorçant en amont du pieu doivent effectivement se trouver en profondeur pour éviter la traversée du pieu. En aval du pieu, les déplacements s'effectuent suivant des surfaces circulaires sécantes à la verticale du pieu.

Cependant, pour effectuer une comparaison à partir d'un état de référence (à savoir talus homogène sans pieu), il serait intéressant de passer le calcul en n'introduisant pas le pieu dans le massif. On pourrait peut-être constater que les cercles suivants lesquels s'effectuent les déplacements constituent des courbes continues. On retrouverait alors les résultats classiques des surfaces probables de rupture dans un massif homogène.

II - Le pieu :

1) Tout d'abord, nous avons vérifié la linéarité des contraintes dans les sections horizontales du pieu (cf schéma VI 17).

2) Nous avons ensuite tracé les courbes de déplacements des noeuds dans le pieu sous l'action des différentes fractions de surcharge due au remblai

(1/2, 3/4, 4/4). (cf schéma VI 18). L'échelle de ces tracés a été prise très grande pour bien mettre en évidence l'évolution du phénomène. On peut remarquer que le déplacement du pieu est plus important à sa base qu'à son sommet : cela traduit le fait que le pieu est fiché dans un terrain homogène et que ses déplacements suivent les mouvements généraux du massif sous les différentes surcharges. Un maximum apparaît à la cote + 12 mètres à partir de sa base, la mobilisation des efforts de poussée dans cette zone étant plus importante.

3) Enfin, nous avons étudié les différentes courbes de moments dans les différentes phases du calcul (cf schéma VI 19-20-21).

Elles montrent qu'à la base du pieu les moments ne deviennent jamais négatifs preuve qu'il n'y a pas d'encastrement à ce niveau (le sol est à gauche et à droite du pieu et sur toute sa hauteur de même nature.)

4) Un diagramme de ces trois courbes montrent l'accentuation du phénomène. Les maxima sont de plus en plus prononcés, les valeurs des moments de plus en plus importantes. (cf schéma VI 22)

5) Pour avoir d'autre part, un ordre de grandeur des contraintes de cisaillement τxy et des contraintes verticales σy dans le pieu et dans le massif, nous avons tracé les courbes correspondantes le long de l'horizontale du maillage à la côte + 15 mètres (cf schéma VI 23). On remarque que les valeurs de contraintes τxy s'annulent en amont et en aval du pieu (ceci justifie sa mise en place) et qu'elles sont maxima à sa traversée ; de plus, que les courbes σy en amont du pieu et en aval suivent d'assez près la géométrie du talus.

COMPARAISON DES RESULTATS OBTENUS PAR UNE INITIALISATION GLOBALE (AVEC TOUT LE REMBLAI) ET PAR INCREMENTATIONS SUCCESSIVES JUSQU'A L'ETAT FINAL

Ces calculs ont été faits dans le but d'une minimisation du coût d'ordinateur. En effet, il s'agissait de comparer les résultats apportés par deux méthodes différentes, l'une assez longue, l'autre relativement rapide.

A - PREMIERE METHODE

C'est celle qui a été utilisée pour les calculs précédents(en homogène), mais nous en ferons un bref rappel. Elle consiste à initialiser le Stampien et le pieu, puis à appliquer, par l'intermédiaire du sous programme "PESANT", la surcharge due au remblai par divers incréments.

B - DEUXIEME METHODE

L'idée générale de cette méthode est de considérer le problème dans son état final sans tenir compte de la mise en place progressive du remblai. On initialise le Stampien, le pieu et le remblai d'un seul coup.

Cette façon de procéder, moins coûteuse bien sûr est cependant plus loin de la réalité. En effet, l'initialisation par le sous programme "INITAL" consiste à appliquer à chaque noeud une force égale à un quart du poids de la maille correspondante, et à attribuer la même rigidité à toutes les mailles quel que soit le matériau qui est à l'intérieur.

Comme l'on remarque sur les courbes donnant les τxy et les σy le long de l'horizontale à la cote + 15 mètres (cf schéma VI 24), ces contraintes sont sous-estimées car à l'initialisation du calcul on a mis la même rigidité dans les mailles constituant le pieu et le sol. Or les équations de base en élasticité montrent que les efforts sont directement liés à la rigidité de l'ensemble ; par cette méthode donc, on ne tient pas compte de la rigidité du pieu plus élevée par rapport à celle du sol.

De ce fait, ce calcul comparatif montre qu'il est nécessaire, malgré une augmentation du coût d'ordinateur, d'effectuer par la suite les différentes études en utilisant la première méthode ; initialisation du pieu et du Stampien, 3 incréments successifs par le sous programme PESANT.

PASSAGE EN HETOROGENE AVEC PIEU

L'état de référence est le calcul fait en homogène avec pieu. Ces calculs ont été faits, en injectant tout d'abord dans les mailles constituant la couche molle, des caractéristiques mécaniques de matériau moins bonnes pour simuler la faiblesse de cette surface.

Les caractéristiques mécaniques choisies sont les suivantes :

c' = 0,05 bars	K = 500	n = 1	γ = 1,7 t/m^3
ϕ = 25°	ν = 0,3	K = 0,428	

Le remblai et le Stampien ayant les mêmes caractéristiques à savoir :

c' = 0,5 bars	K = 2000	n = 1	γ = 1,7 t/m^3
ϕ = 25°	ν = 0,3	K = 0,428	

A - LE SOL

I - Au dessus de la couche mauvaise, les déplacements sont plus importants qu'auparavant (cf schéma VI 25-26). En dessous, ils sont du même ordre. Cela traduit le fait qu'au niveau de la couche molle, les efforts présentent une discontinuité due à la discontinuité des caractéristiques mécaniques des matériaux. En profondeur, le phénomène se rapproche de l'état de référence vu que dans les 2 cas, le Stampien a les mêmes caractéristiques de matériau. On peut encore remarquer ceci sur les courbes de même niveau des contraintes $(\sigma_1 - \sigma_3)$ / $(\sigma_1 - \sigma_3)$ r (cf schéma VI 27).

II - On retrouve les pics en amont du pieu et au droit de la hauteur de surcharge la plus grande. On constate, aussi, mais cela était prévisible, que dans la couche molle les niveaux de contraintes sont les plus élevés, de l'ordre de 0,8 à 0,9.

III - Sur les tracés des contraintes principales majeures σ_1 et mineures σ_3 (cf schéma VI 28-29-30-31), les isocontraintes suivent en profondeur la géométrie du talus. On remarque d'une part qu'au niveau des fissures de traction constatées sur le terrain, les contraintes σ_3 sont négatives, les gradients de contraintes sont élevés et, qu'au niveau de la couche molle la concentration des efforts est très importante.

IV - On retrouve encore ces boulversements assez prononcés au niveau de la surface de faiblesse lorsque l'on étudie les courbes de même angle $\theta = (ox , \sigma_1)$ (cf schéma VI 32). Ces courbes près du pieu sont alors confirmées par le diagramme des orientations des tenseurs de contraintes (cf schéma VI 33) en amont et en aval du pieu. Elles matérialisent les surfaces suivant lesquelles le glissement s'est amorcé. En amont du pieu, on remarque que la partie du terrain situé au dessus de la couche tend à glisser. Par contre, on peut interpréter les orientations des tenseurs des contraintes en aval du pieu par l'influence du déplacement du sommet du pieu sur le matériau se trouvant juste en dessous de la couche mauvaise.

B - LE PIEU

I - Les déplacements dans le pieu sont très significatifs du phénomène.

En effet les déformées successives (suivant les 3 incréments) (cf schéma VI 34) traduisent un point d'inflexion au niveau de la couche de faiblesse. On remarque, que contrairement à ce qui avait été observé sur la déformée obtenue dans l'état final en homogène, la base du pieu se déplace moins que le sommet. Ceci traduit le fait que l'on a un glissement de la partie du terrain au dessous de la couche et un encastrement partiel du pieu en dessous dans le Stampien.

II - Les courbes des moments (cf schéma VI 35) traduisent encore l'encastrement suggéré par les déformées. En effet, on peut constater que les valeurs des moments sont négatives au dessous de la couche molle. De plus, les efforts mobilisés par la partie glissante provoquent des moments positifs sur la partie supérieure du pieu. On peut vérifier que les courbes de contraintes σx (cf schéma VI 36) en amont et en aval du pieu sont en accord avec ces derniers.

III - A partir de ces derniers tracés, il a été possible de construire le diagramme poussée-butée (cf schéma VI 37). Il met en évidence une poussée sur la partie supérieure du pieu et une butée sur la partie inférieure : ces résultats étaient parfaitement prévisibles.

IV - Le tracé de l'effort tranchant (cf schéma VI 38) dans l'état final, bien que s'adaptant de manière assez bonne n'a pas une valeur quantitative très sûre vues les imprécisions dues à la configuration du maillage et aux intégrations successives introduites dans le programme (méthode aux déplacements).

CONCLUSION

Cette étude du glissement du CD 17 et de son cloutage par pieu a été faite pour avoir dans un premier temps des résultats d'ensemble. Cependant, grâce à ces dépouillements, il est apparu certaines possibilités nouvelles pour une étude plus détaillée du phénomène.

On peut désormais, réduire les dimensions du maillage, c'est-à-dire considérer des zones plus limitées pour avoir des résultats locaux, compte tenu du fait que nous connaissons les déplacements et les contraintes aux limites de ces maillages réduits.

On pourrait alors, avoir des études plus précises. Par exemple, pour l'effort tranchant dans le pieu, les difficultés rencontrées pour obtenir des résultats sûrs avec le maillage II peuvent être résorbées en envisageant des maillages partiels (dans la région du pieu) plus larges et de ce fait, ayant un nombre de mailles plus grand pour chaque section du pieu.

D'autres études pourraient être envisagées, à savoir :

- L'influence de la longueur d'ancrage dans le substratum pour le pieu, sur la stabilité de l'ensemble. Ceci est intéressant dans la mesure où cela permet d'évaluer la hauteur totale optimale du pieu.

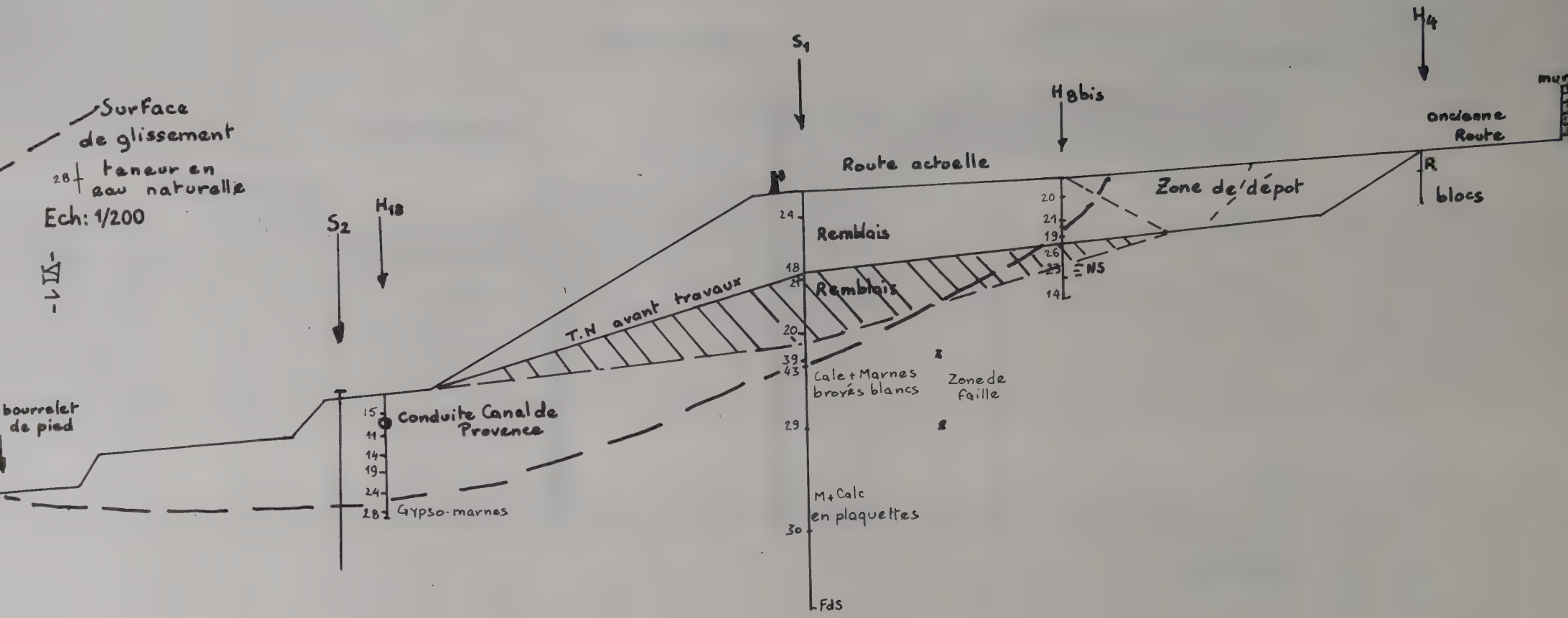
- L'influence des caractéristiques mécaniques c' et Ø' de la couche molle sur les contraintes dans le pieu. Vu le manque de reconnaissance de sol à ce niveau, cela permettrait d'avoir un aperçu des conditions les plus défavorables par exemple.

- L'influence de la valeur du module d'YOUNG E, du béton sur la stabilité de l'ensemble. Cette étude est à envisager pour tenir compte de la discrétisation des pieux dans le sens perpendiculaire à la direction de glissement. Il suffirait alors d'introduire dans les mailles relatives au pieu des valeurs de E calculées par équivalence.

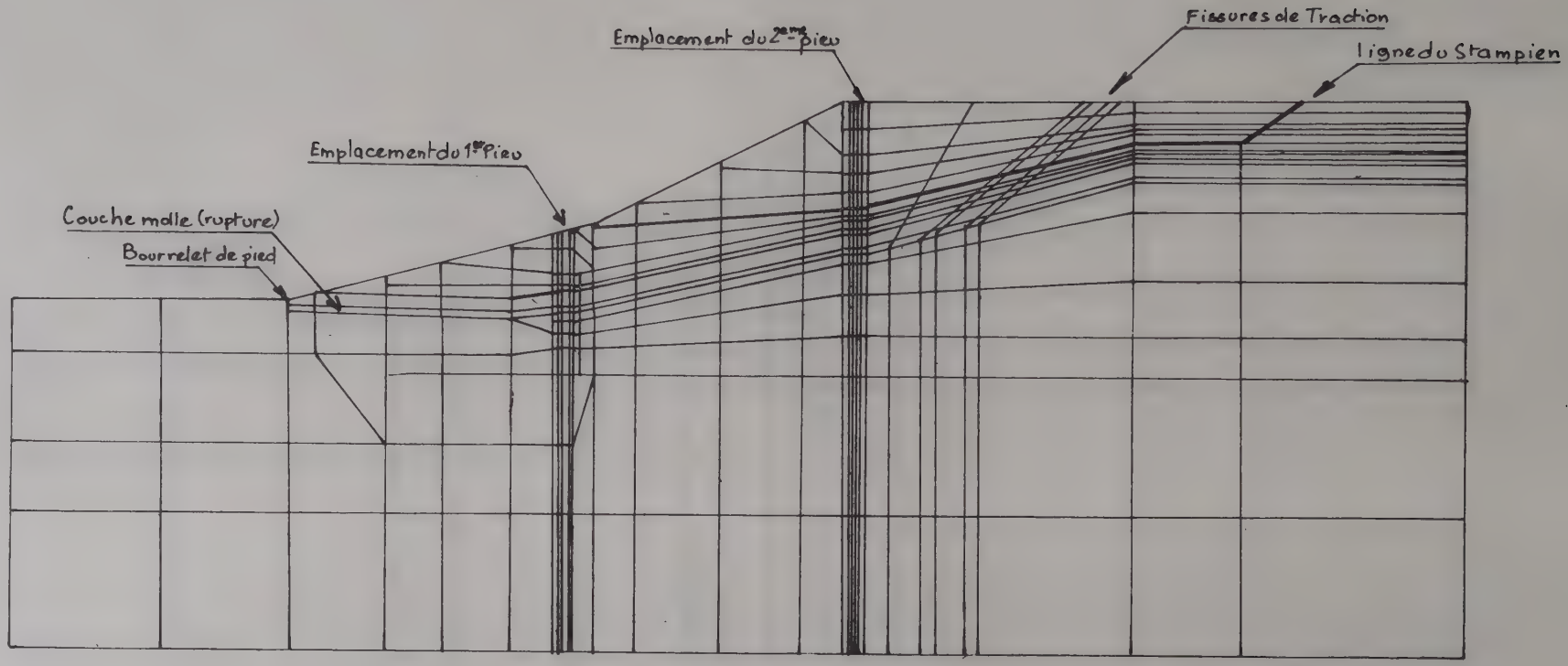
Il n'en demeure pas moins que l'étude ci-jointe garde toute sa valeur.

Il suffit pour s'en convaincre, d'examiner l'ensemble de tous les résultats obtenus et de constater qu'ils sont tous compatibles avec les résultats observés sur le terrain (fissures de traction par exemple). Cependant, il serait intéressant de pouvoir vérifier encore ces calculs et les conclusions tirées, sur des cas simples tels que les modèles réduits par exemple.

PROFIL EN TRAVERS DU GLISSEMENT

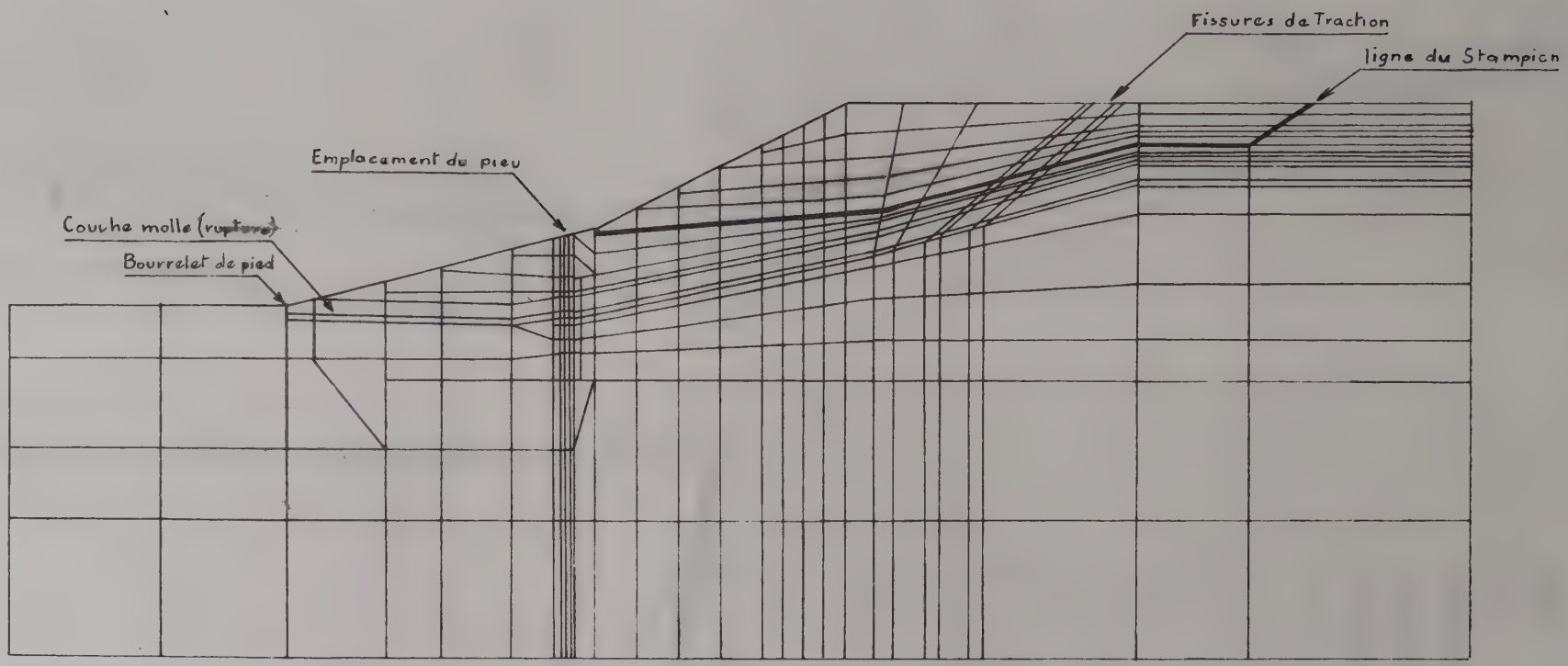


MAILLAGE I



Eah: 1/500

MAILLAGE II



Ech: 1/500

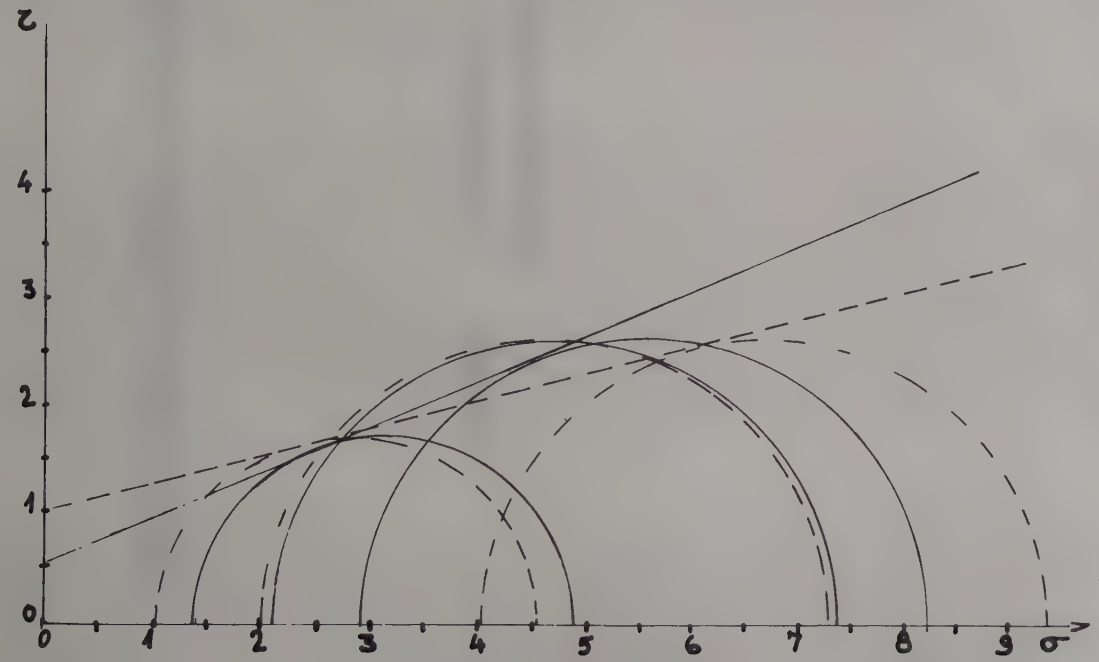
204

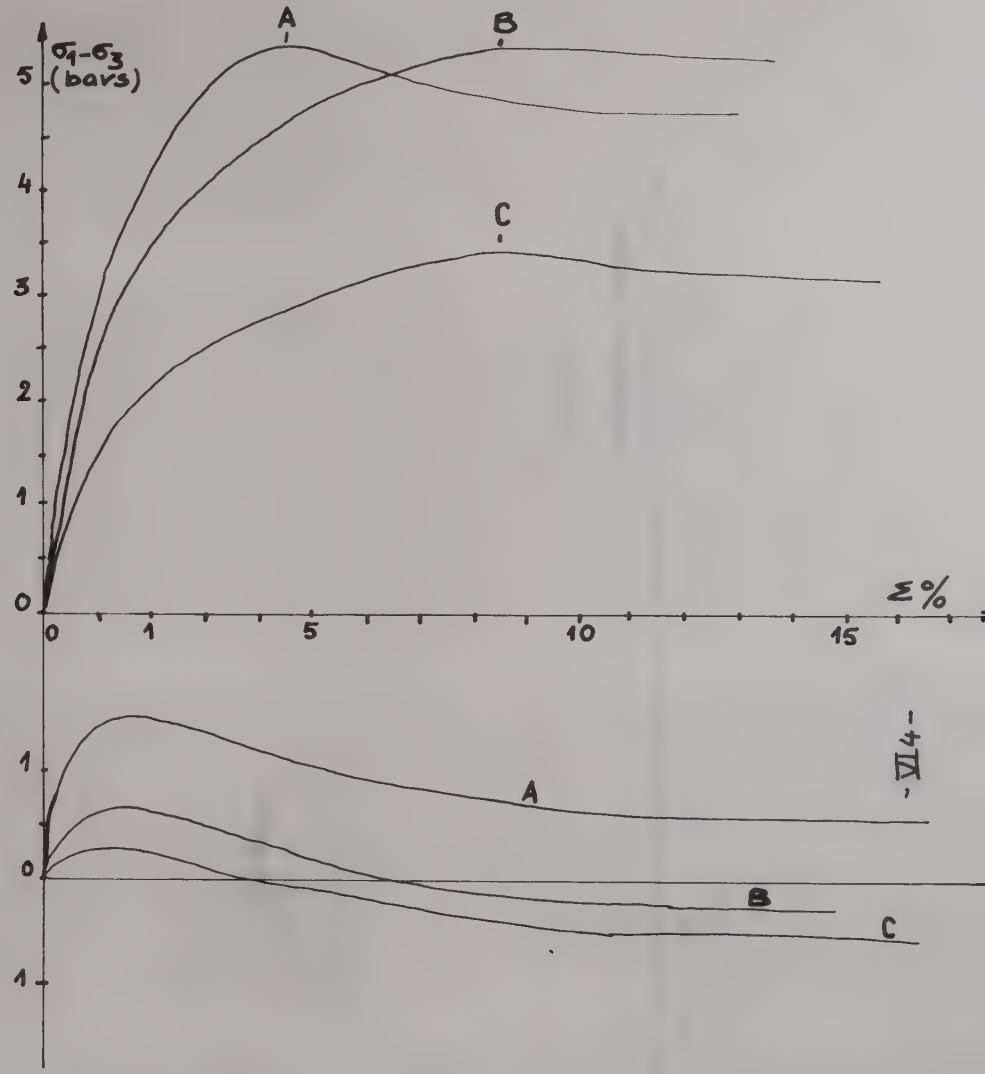
ESSAI TRIAXIAL

COURBES EFFORTS-DEFORMATIONS

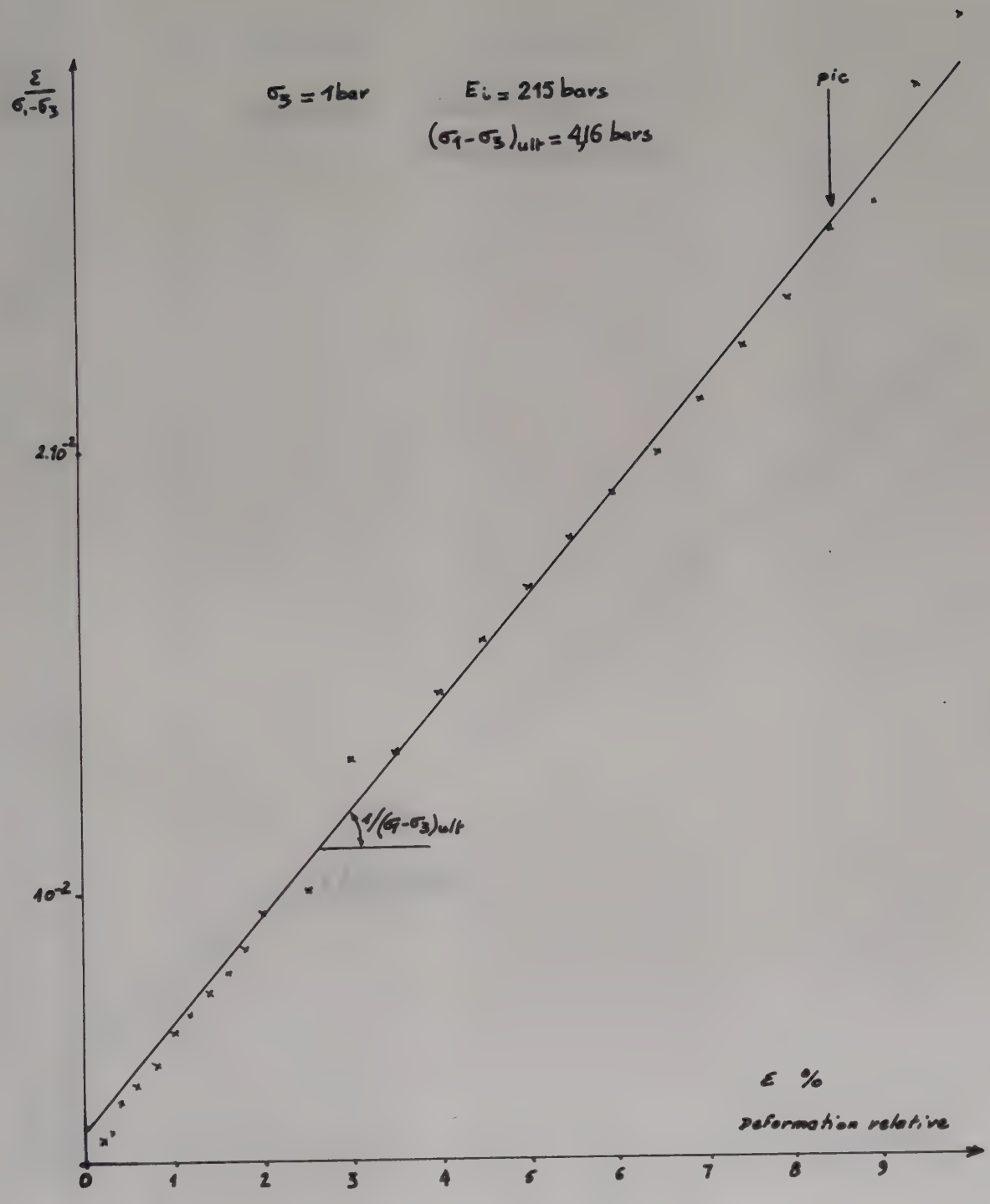
TYPE D'ESSAI C U U

N° ESSAI	PRESSION CELLULE bars	CONTRE PRESSION bars	σ_3 INITIALE bars	W INITIALE %	γ_d INITIALE	OBSERVATIONS
A	9	5	4	23	1.71	
B	7	5	2			
C	6	5	1			

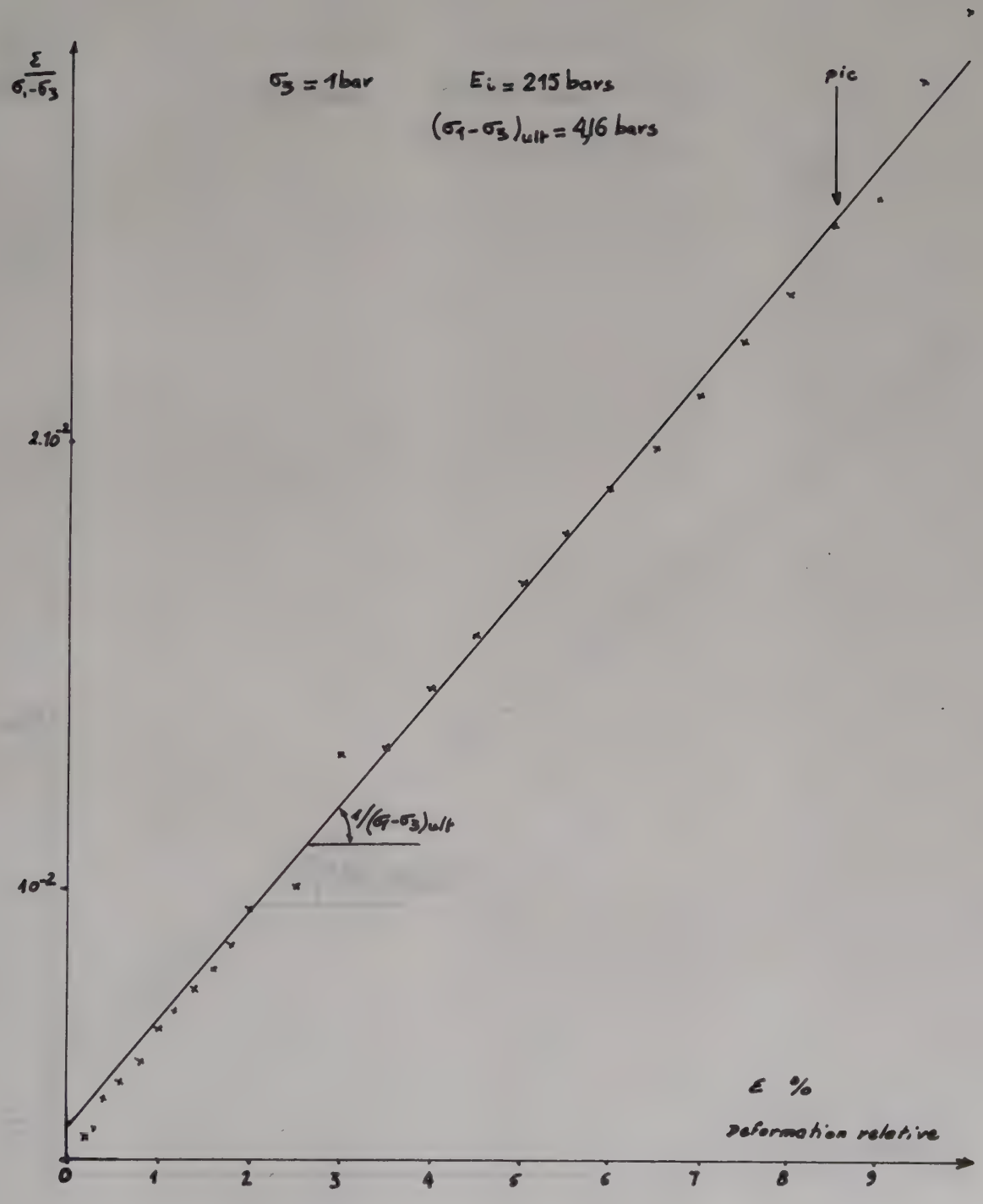




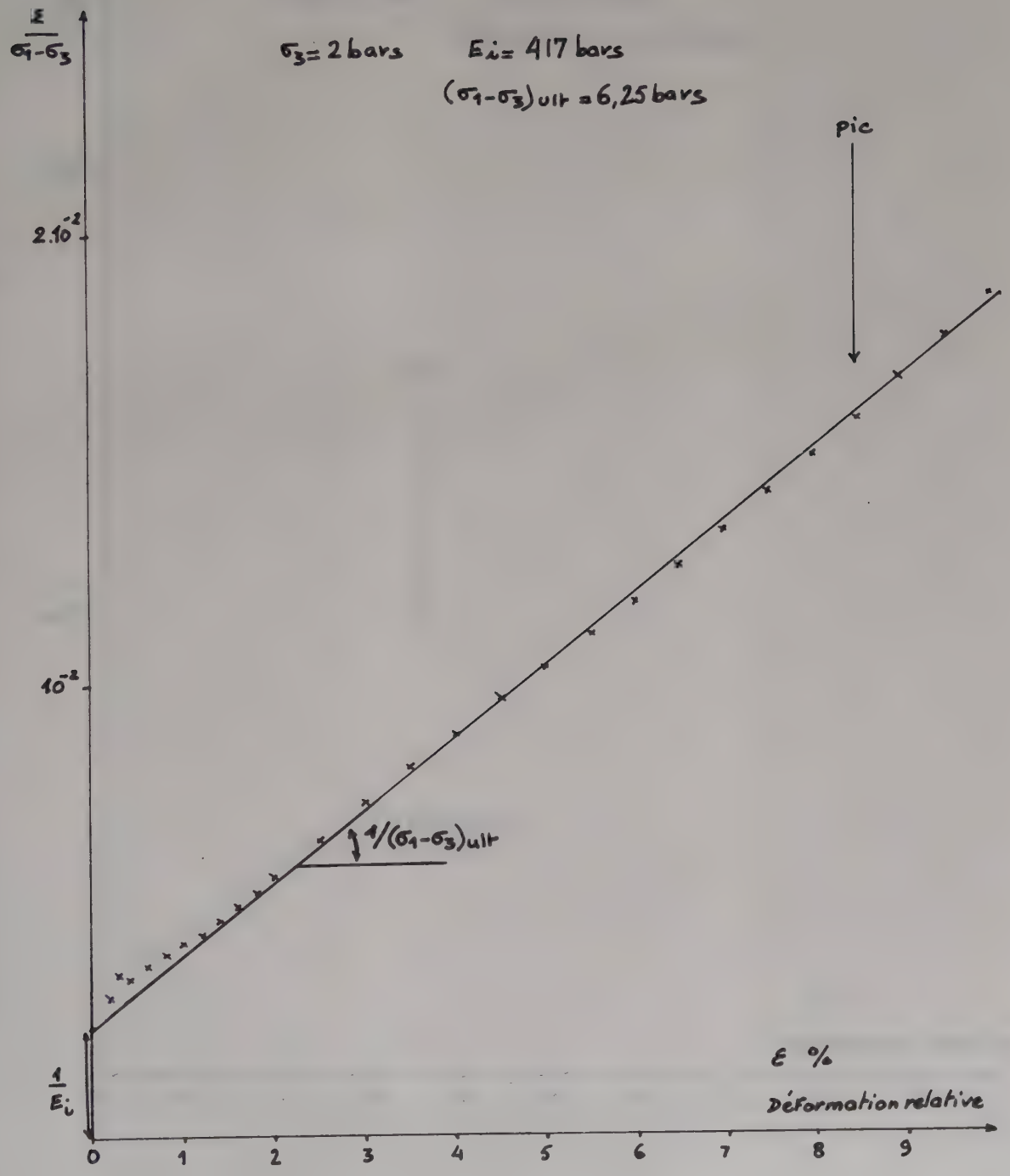
LINEARISATION DE LA COURBE C DE L'ESSAI TRIAXIAL



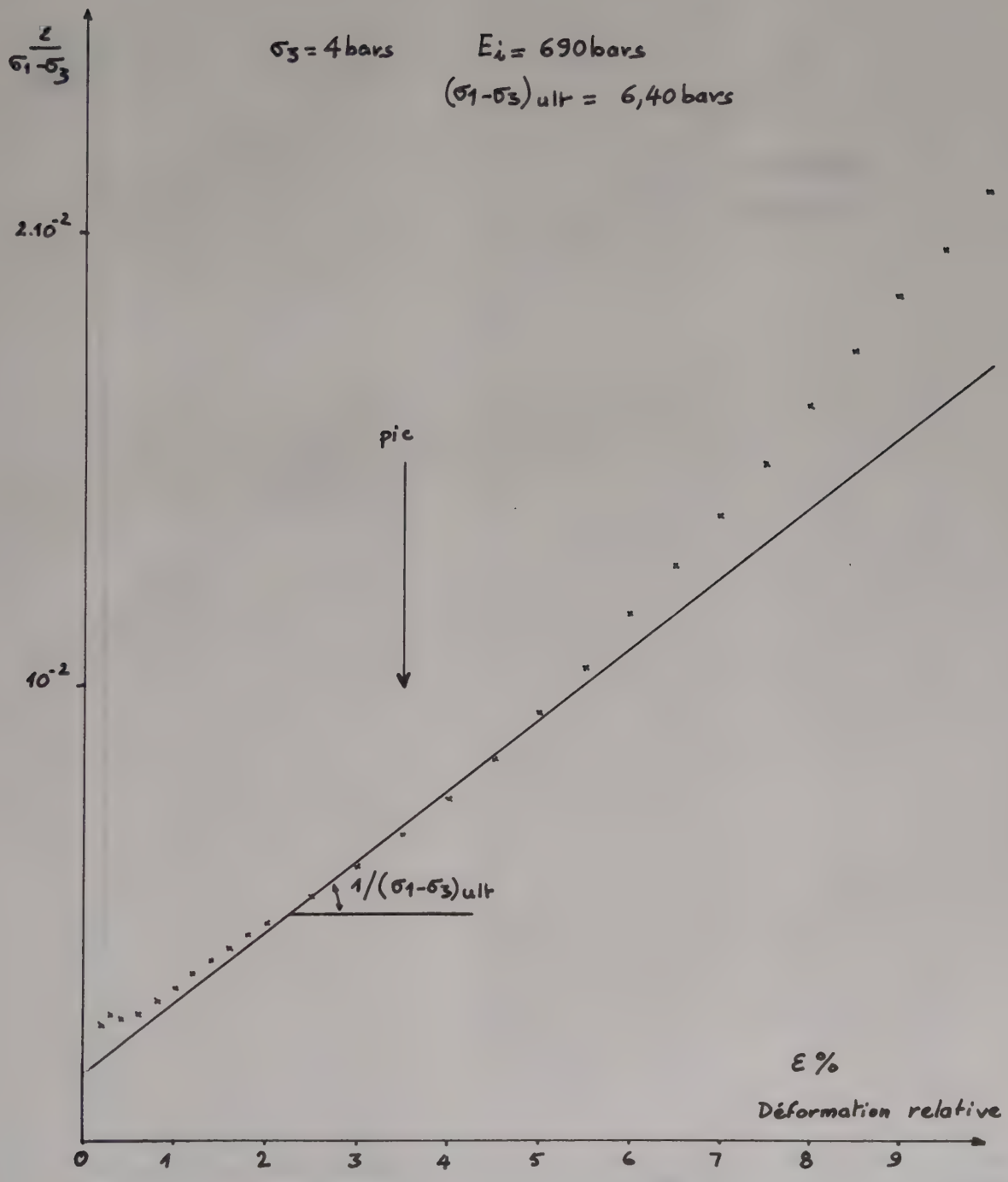
LINEARISATION DE LA COURBE C DE L'ESSAI TRIAXIAL



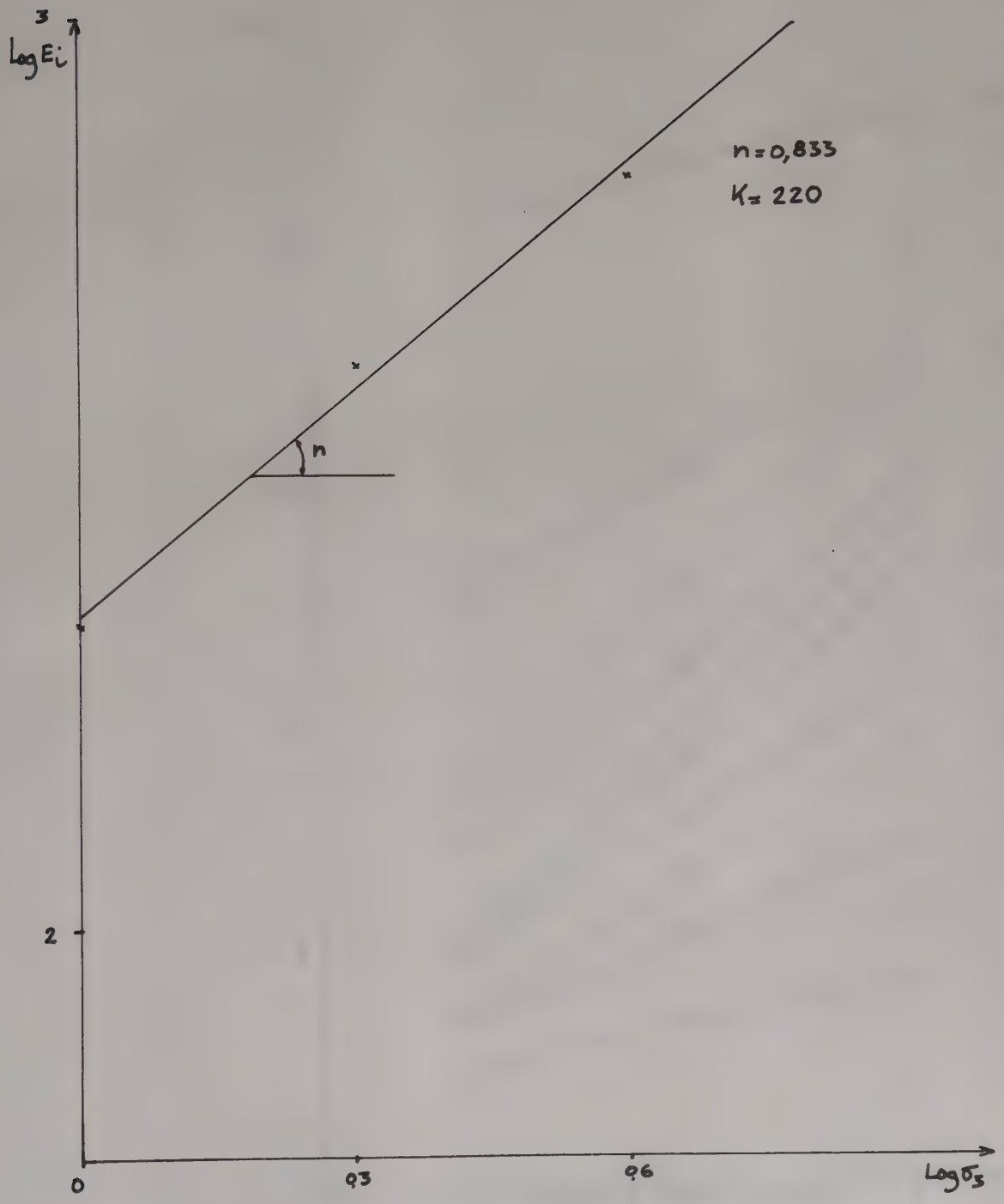
LINEARISATION DE LA COURBE B DE L'ESSAI TRIAXIAL



LINEARISATION DE LA COURBE A DE L'ESSAI TRIAXIAL

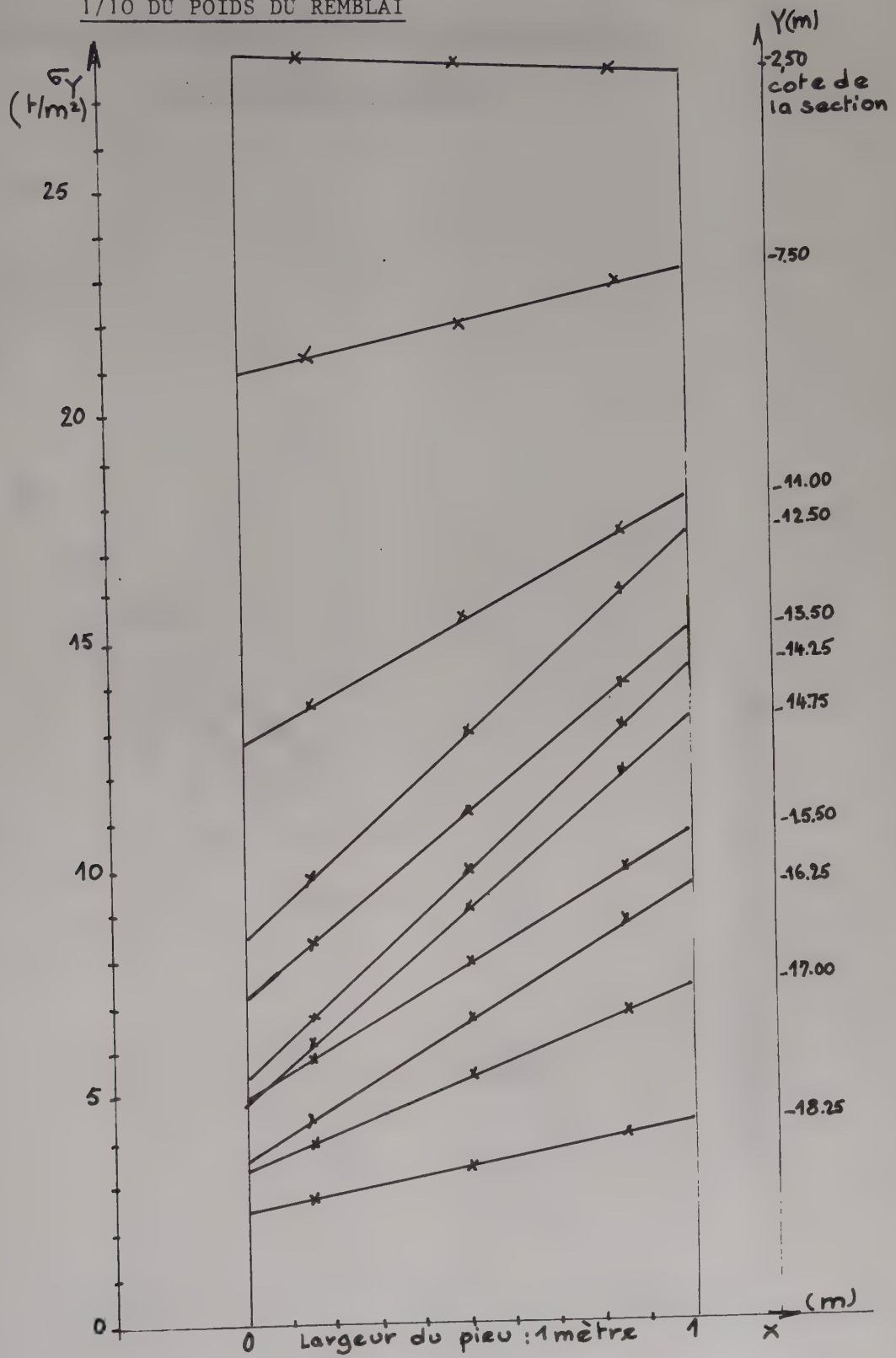


DETERMINATION DES COEFFICIENTS n ET K



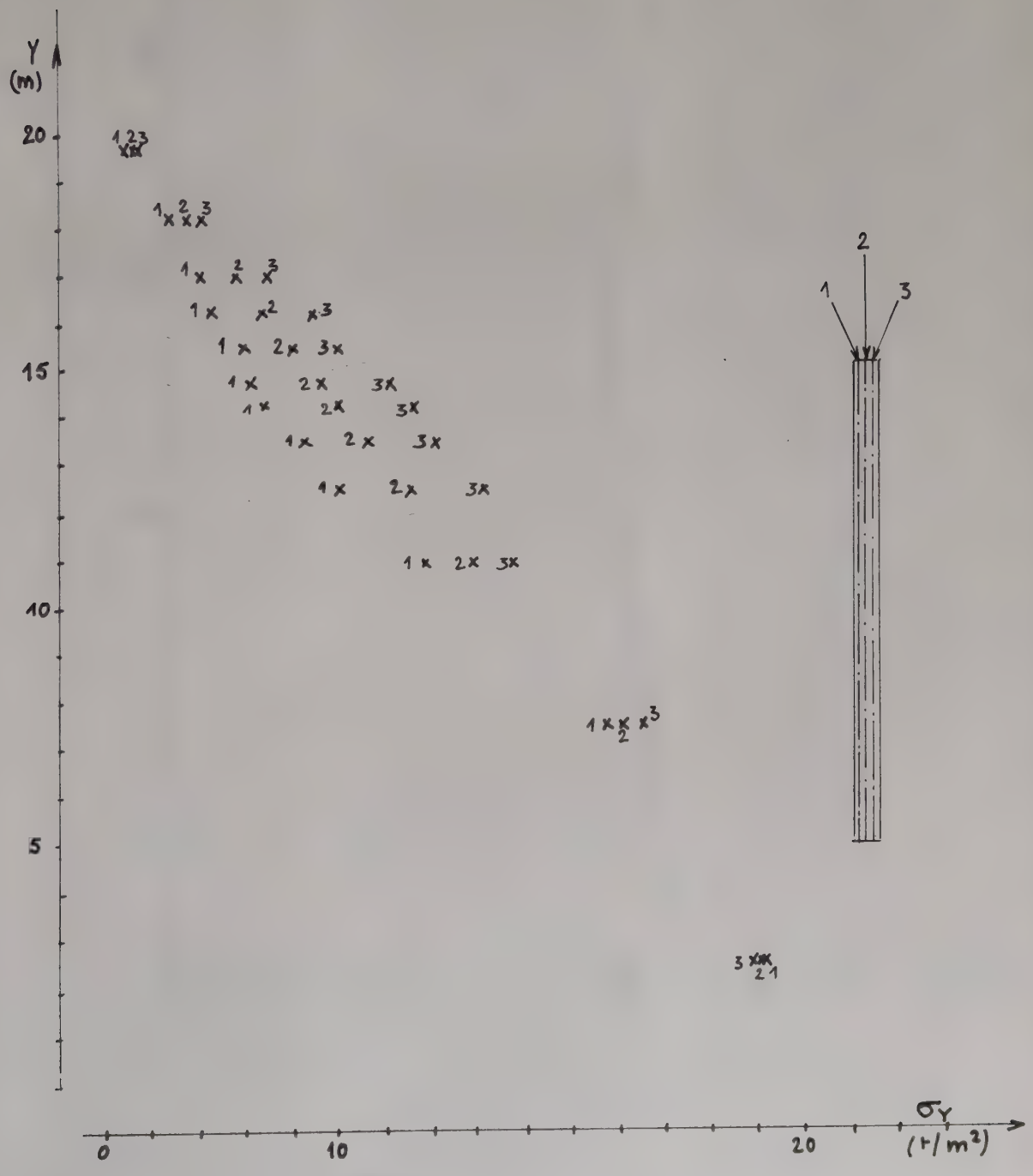
REPARTITION LINEAIRE DES CONTRAINTES DANS UNE SECTION HORIZONTALE

1/10 DU POIDS DU REMBLAI



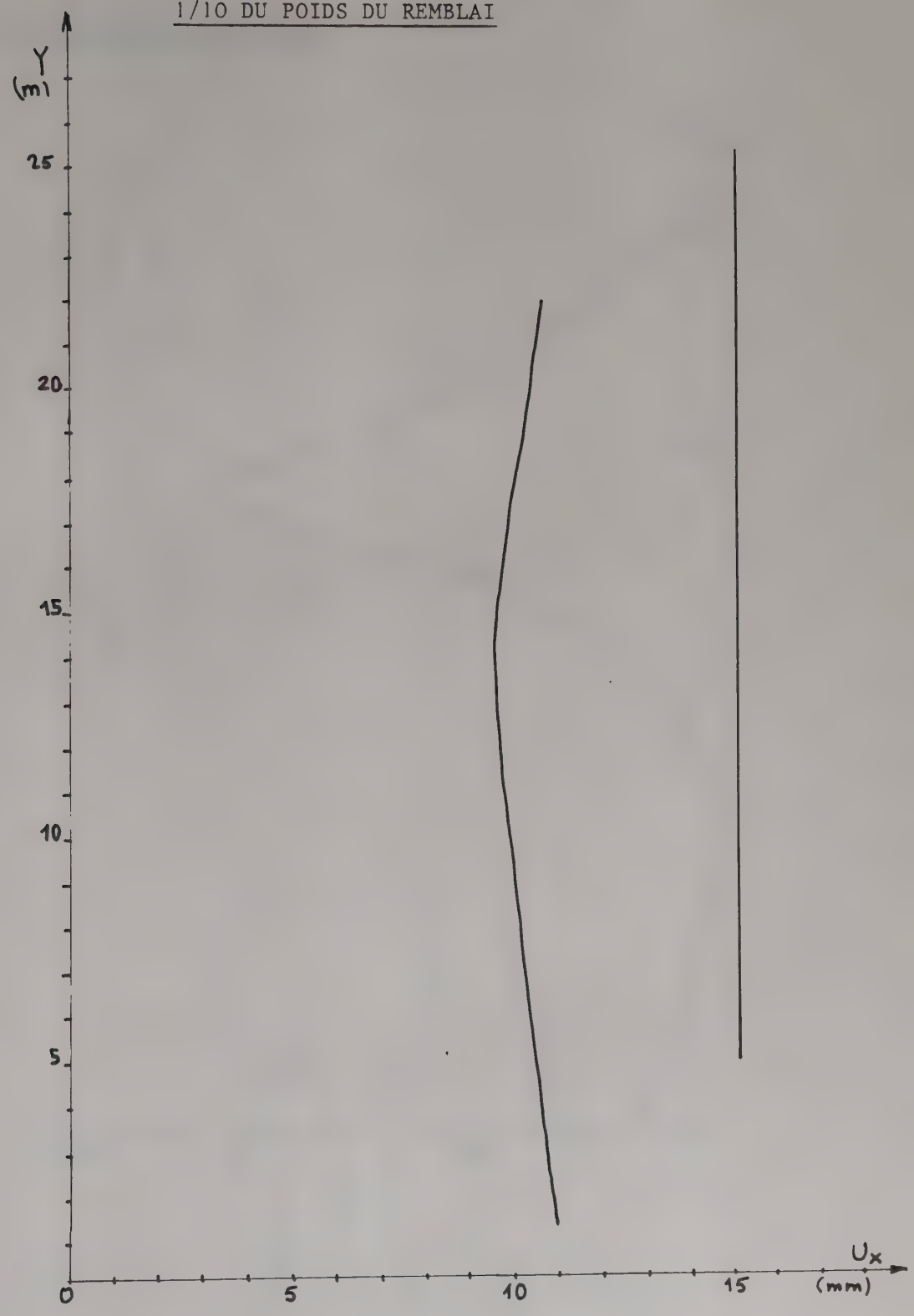
CONTINUITE DES CONTRAINTES DANS LE SENS VERTICAL

1/10 DU POIDS DU REMBLAI



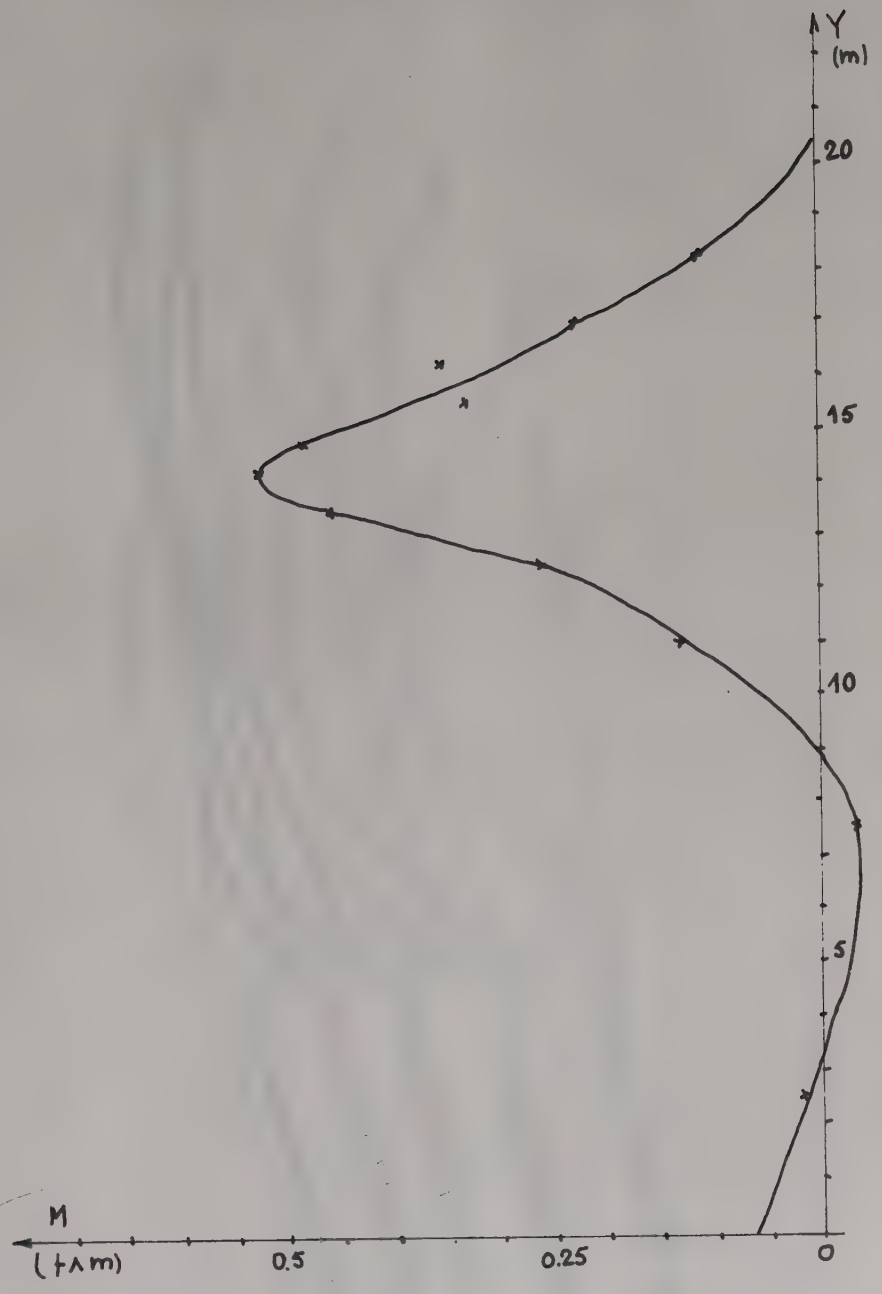
DEFORMEE DU PIEU

1/10 DU POIDS DU REMBLAI

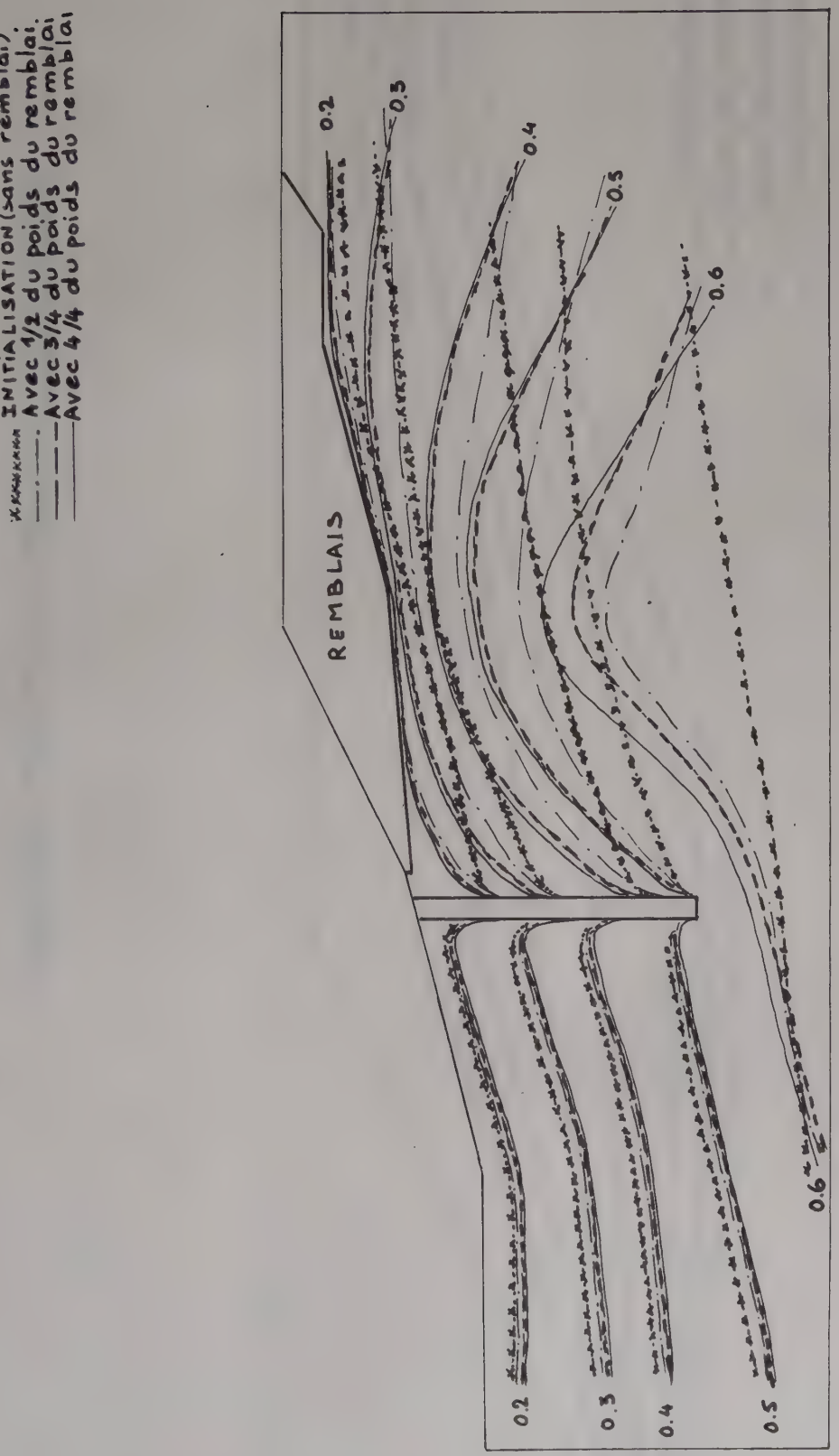


COURBE DES MOMENTS

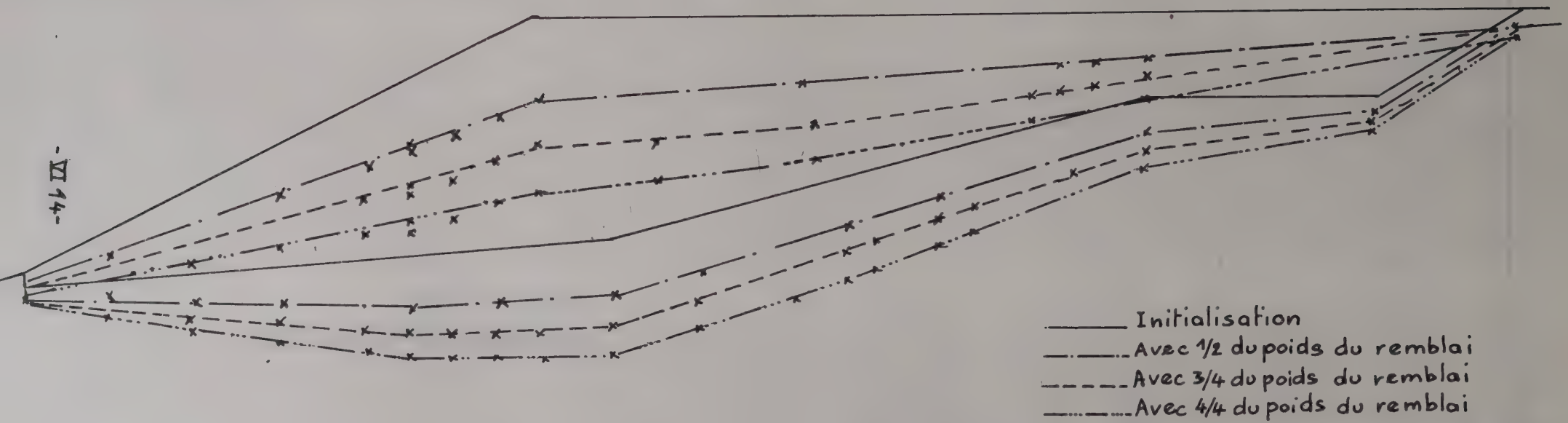
1/10 DU POIDS DU REMBLAI



TRACES DES COURBES DE MEME NIVEAU DE CONTRAINTES $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_r}$

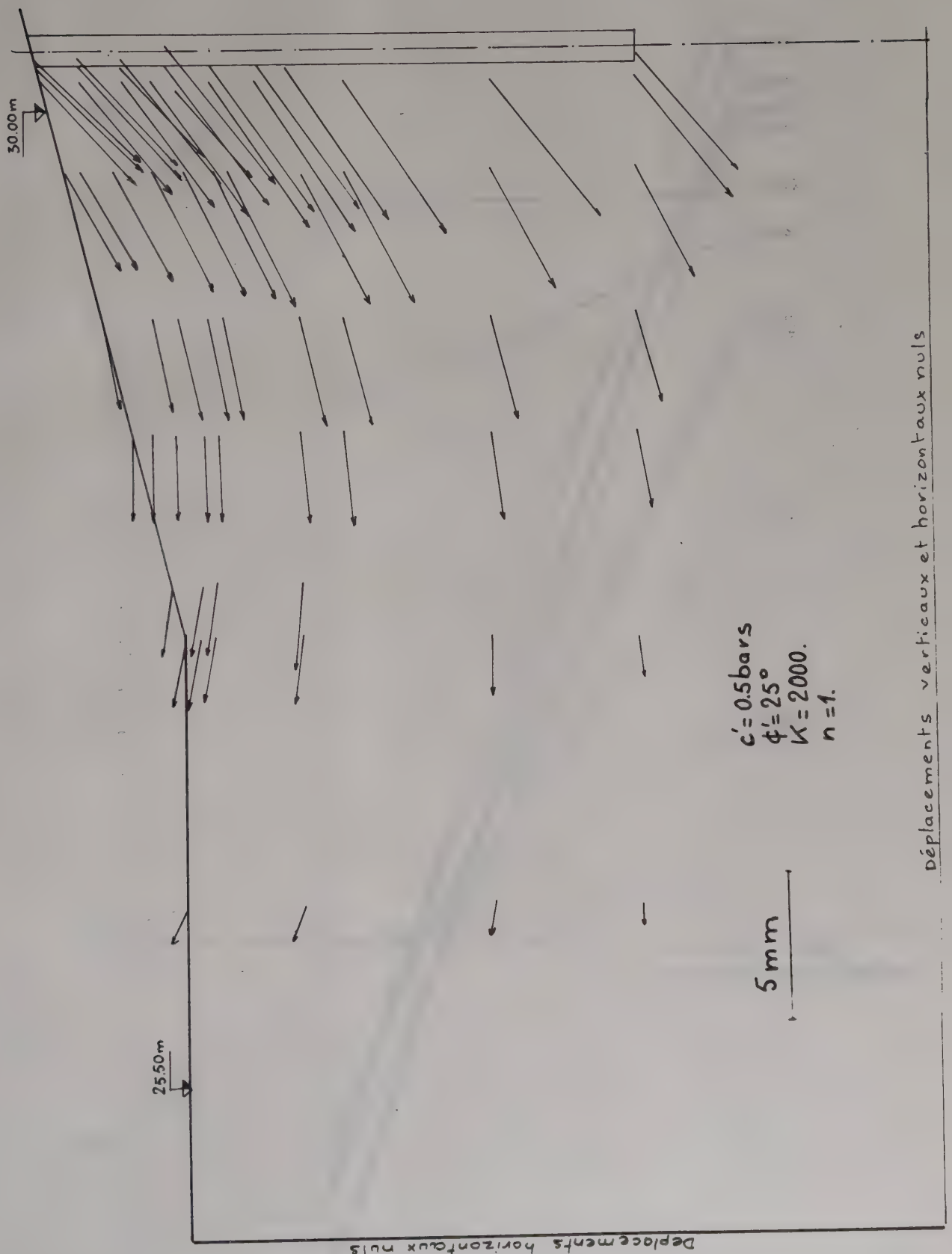


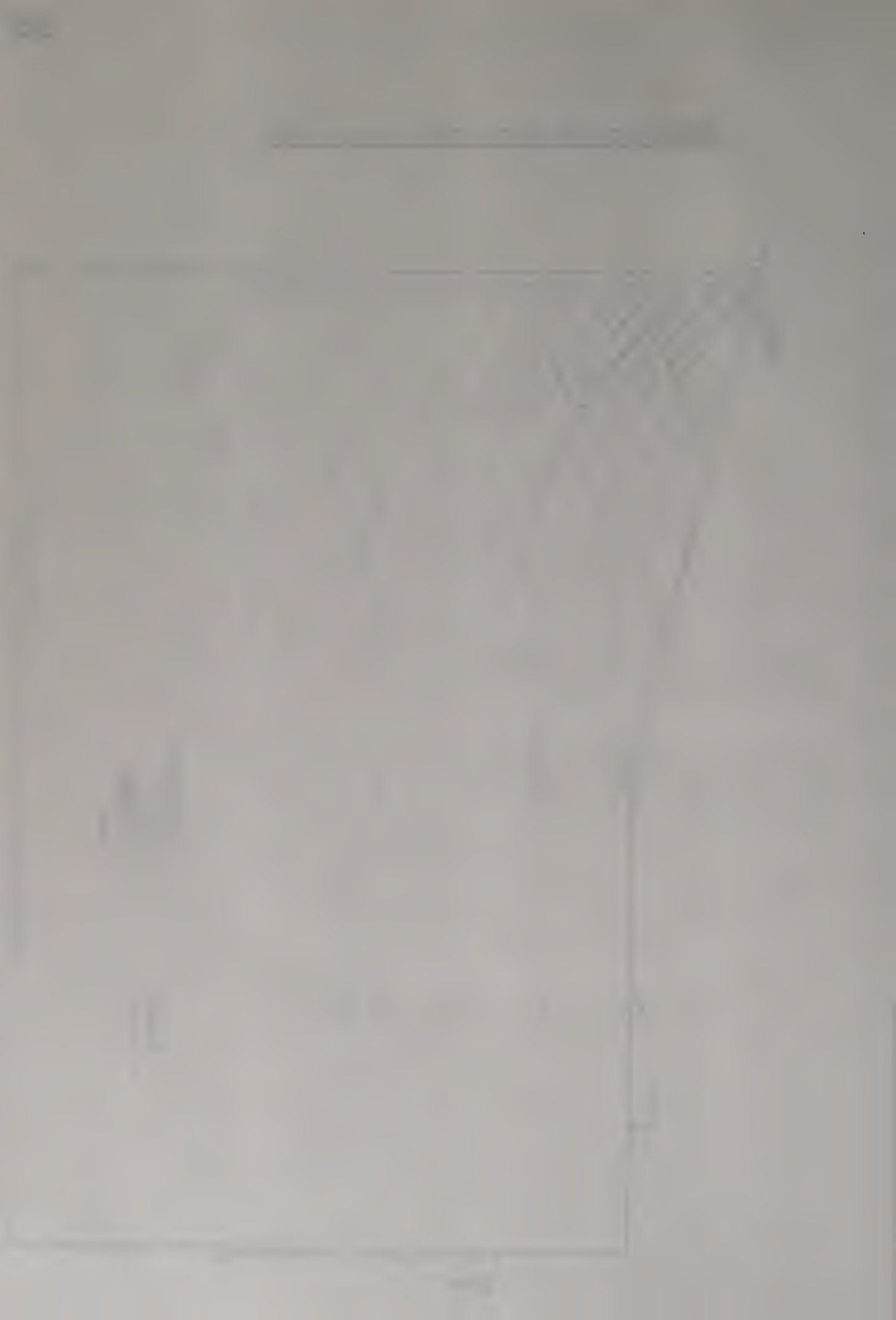
DEPLACEMENTS VERTICAUX DES POINTS SITUES DANS LE REMBLAI



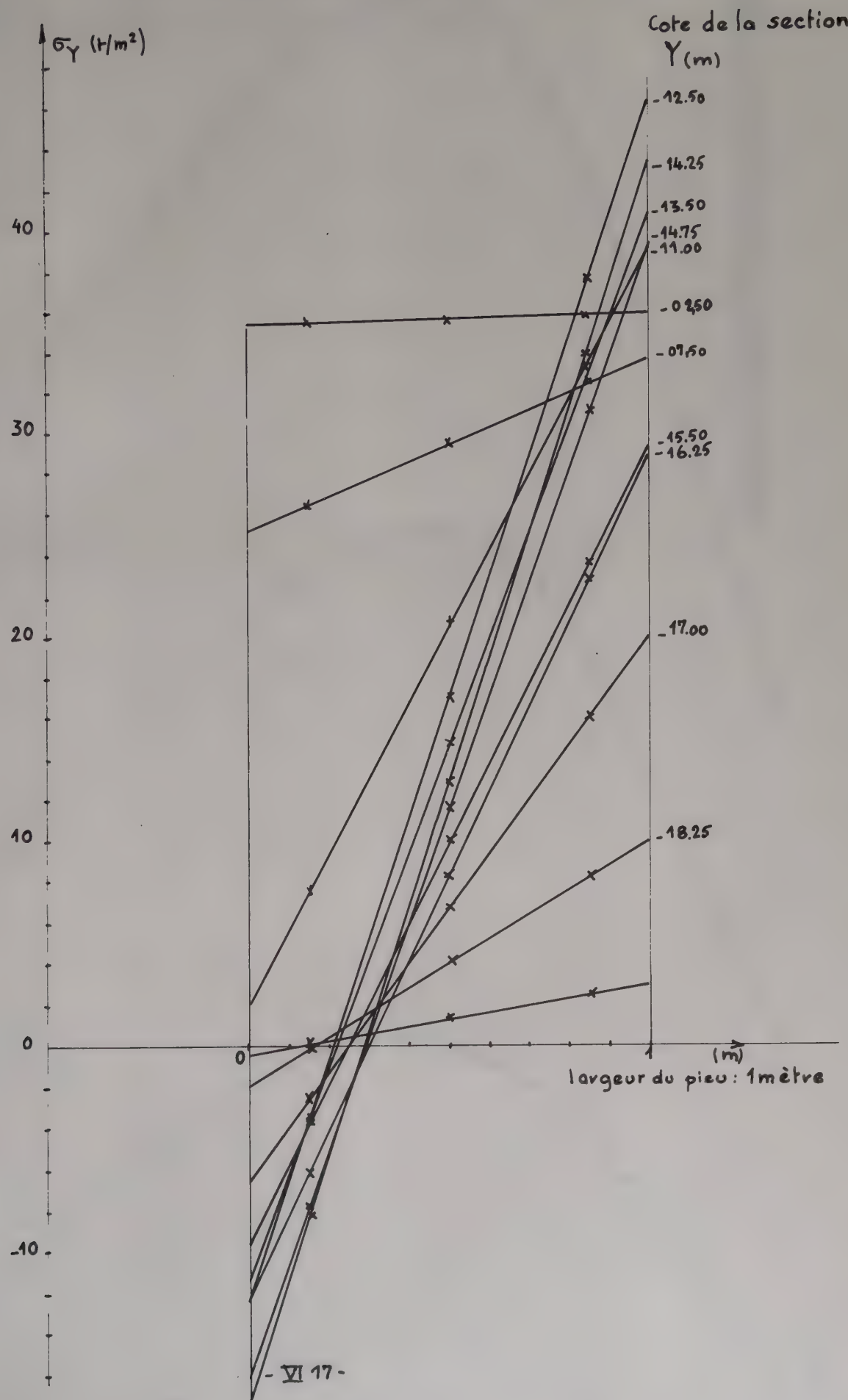
DEPLACEMENTS DES POINTS SITUES EN AMONT DU PIEU

DEPLACEMENTS DES POINTS SITUES EN AVAL DU PIEU

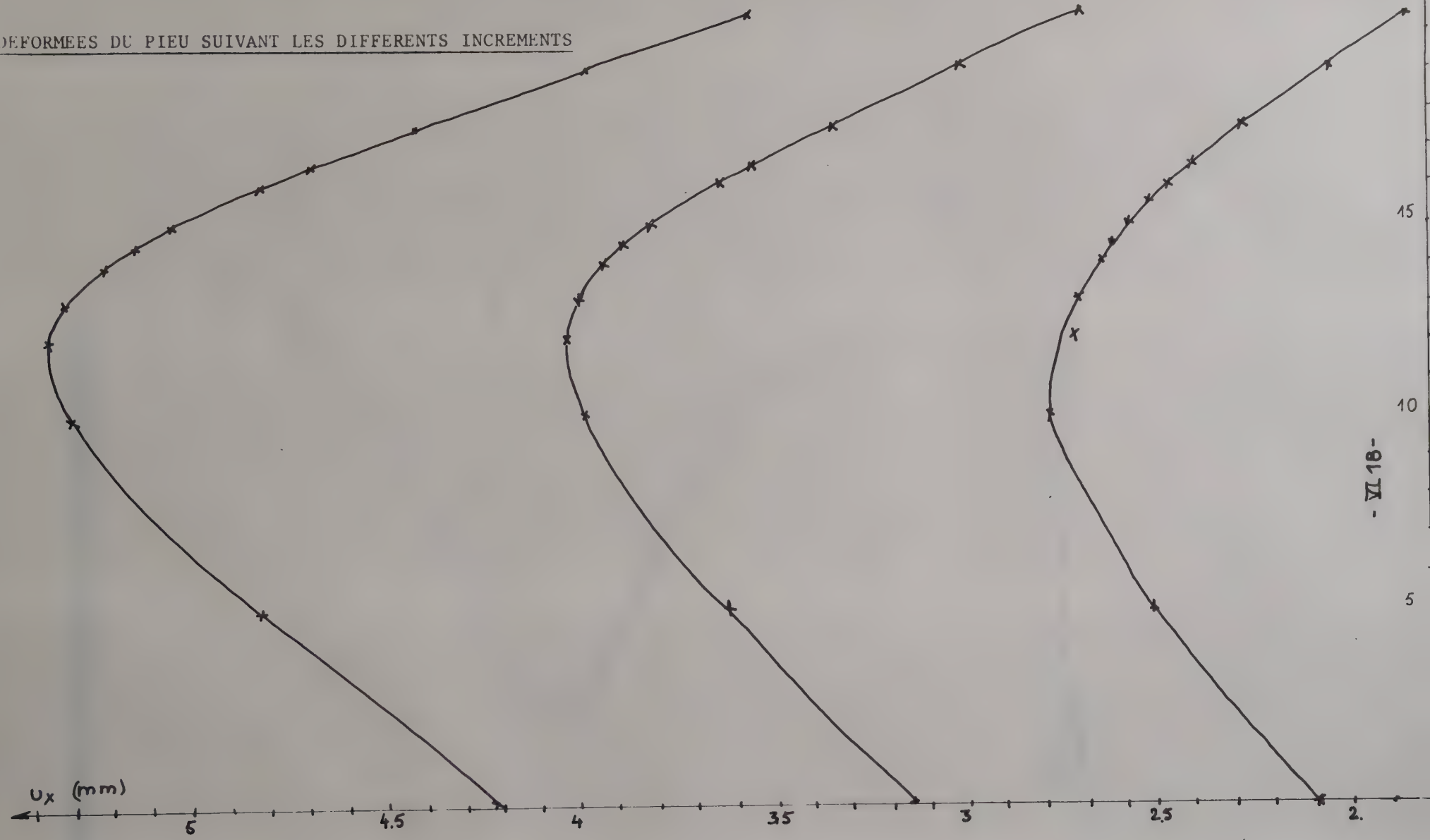




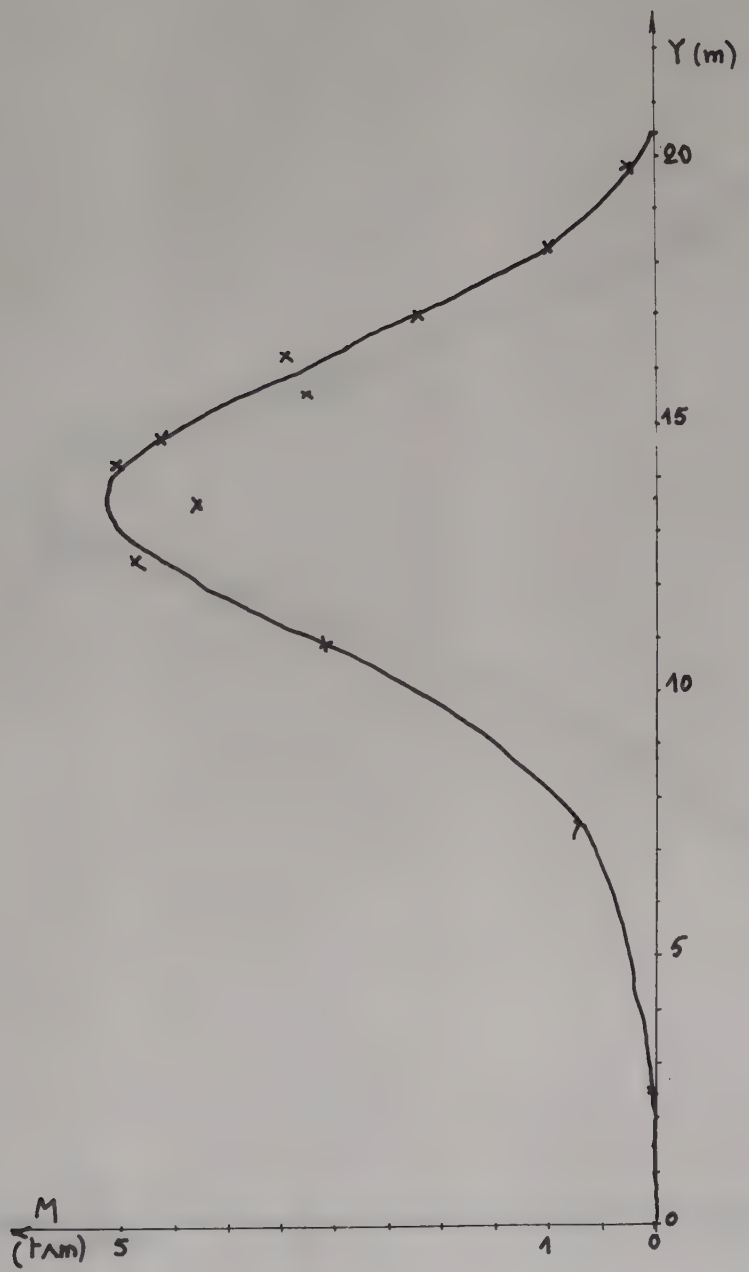
LINEARITE DES CONTRAINTES POUR 1/2 DU POIDS DU REMBLAI



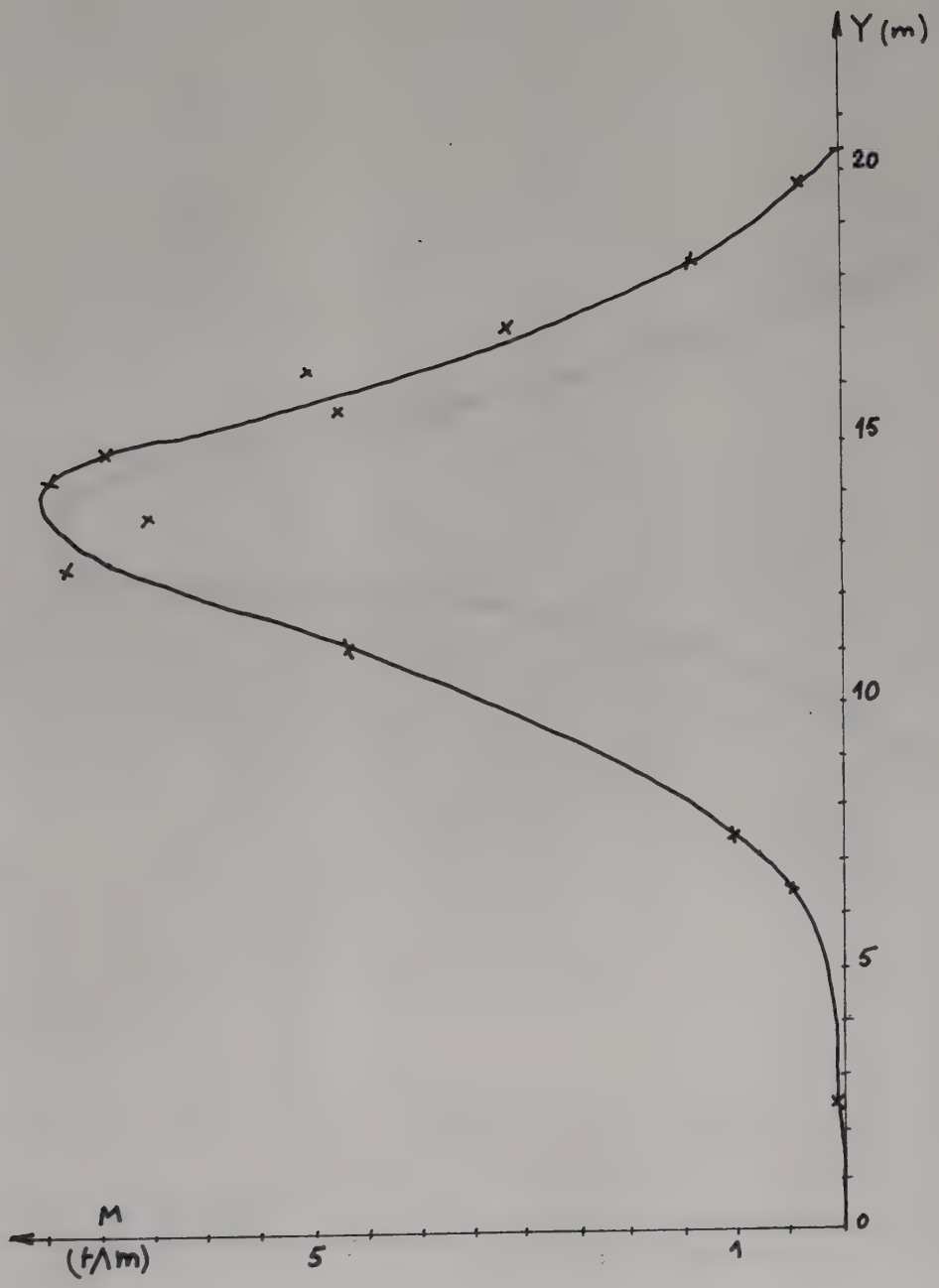
DEFORMEES DU PIEU SUIVANT LES DIFFERENTS INCREMENTS



COURBE DES MOMENTS POUR 1/2 DU POIDS DU REMBLAI



COURBE DES MOMENTS POUR 3/4 DU POIDS DU REMBLAI



COURBE DES MOMENTS POUR 4/4 DU POIDS DU REMBLAI

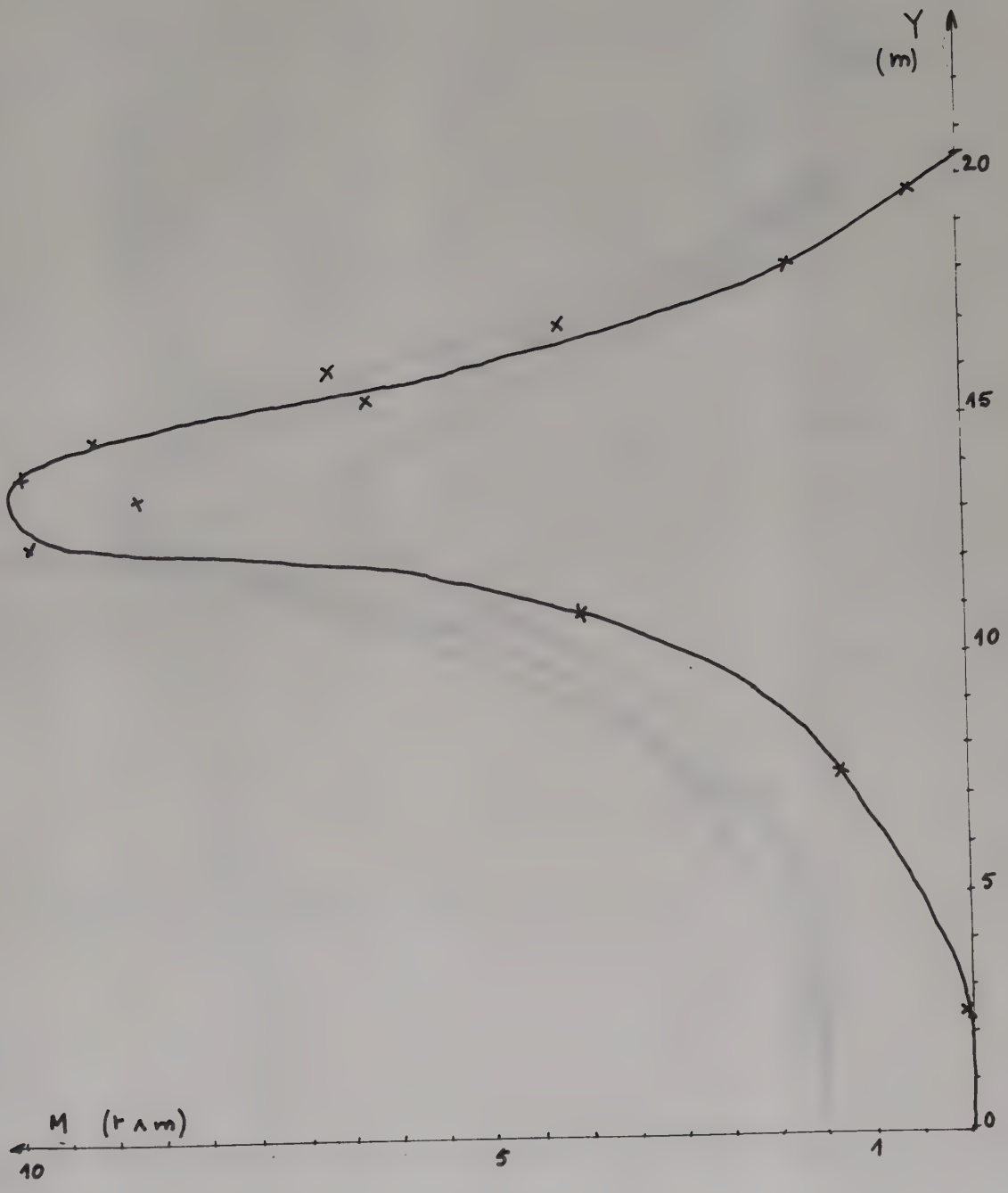
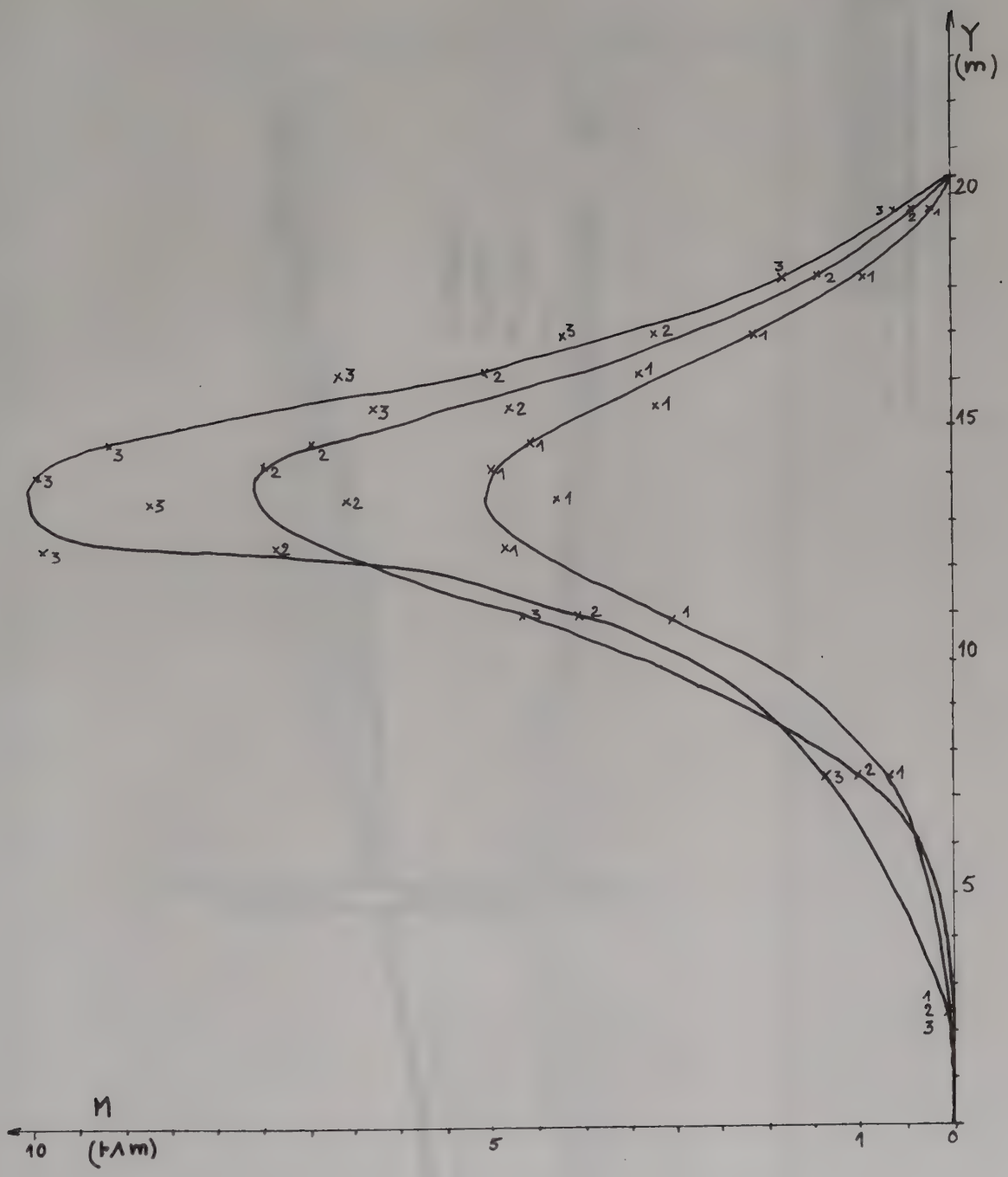
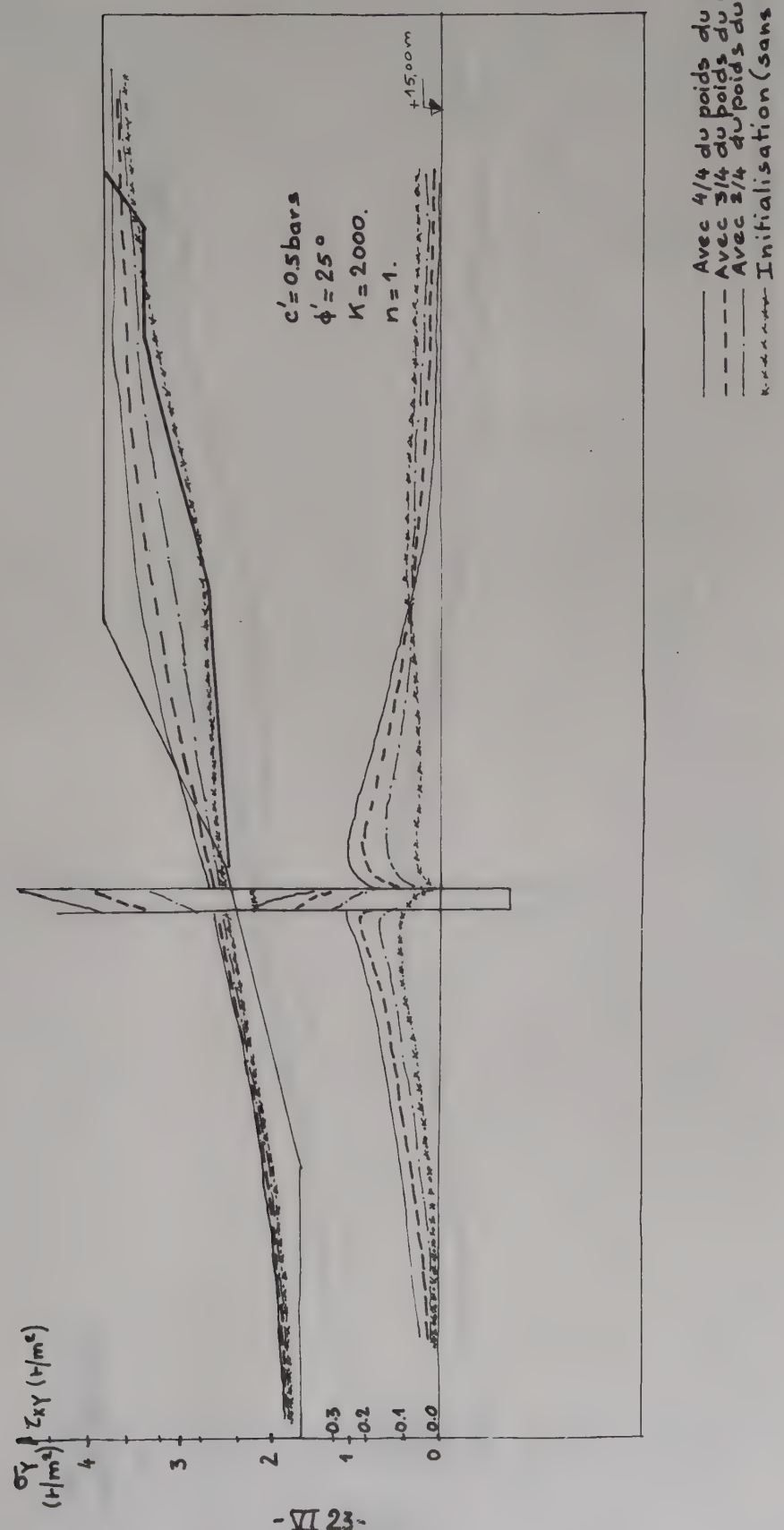


DIAGRAMME COMPARATIF DES 3 COURBES DE MOMENTS



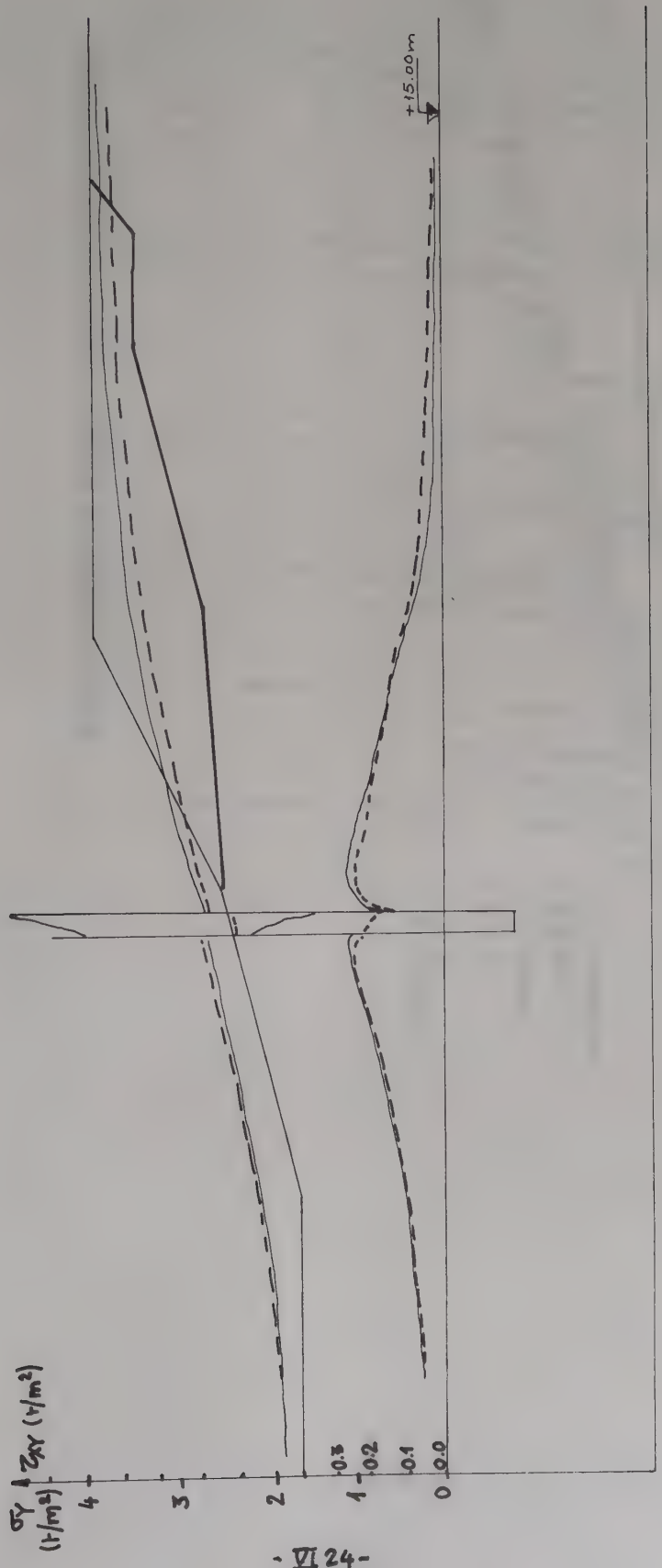
COURBES DES σ_Y ET DES τ_{xy} POUR 1/2,3/4,4/4 DU POIDS DU REMBLAI

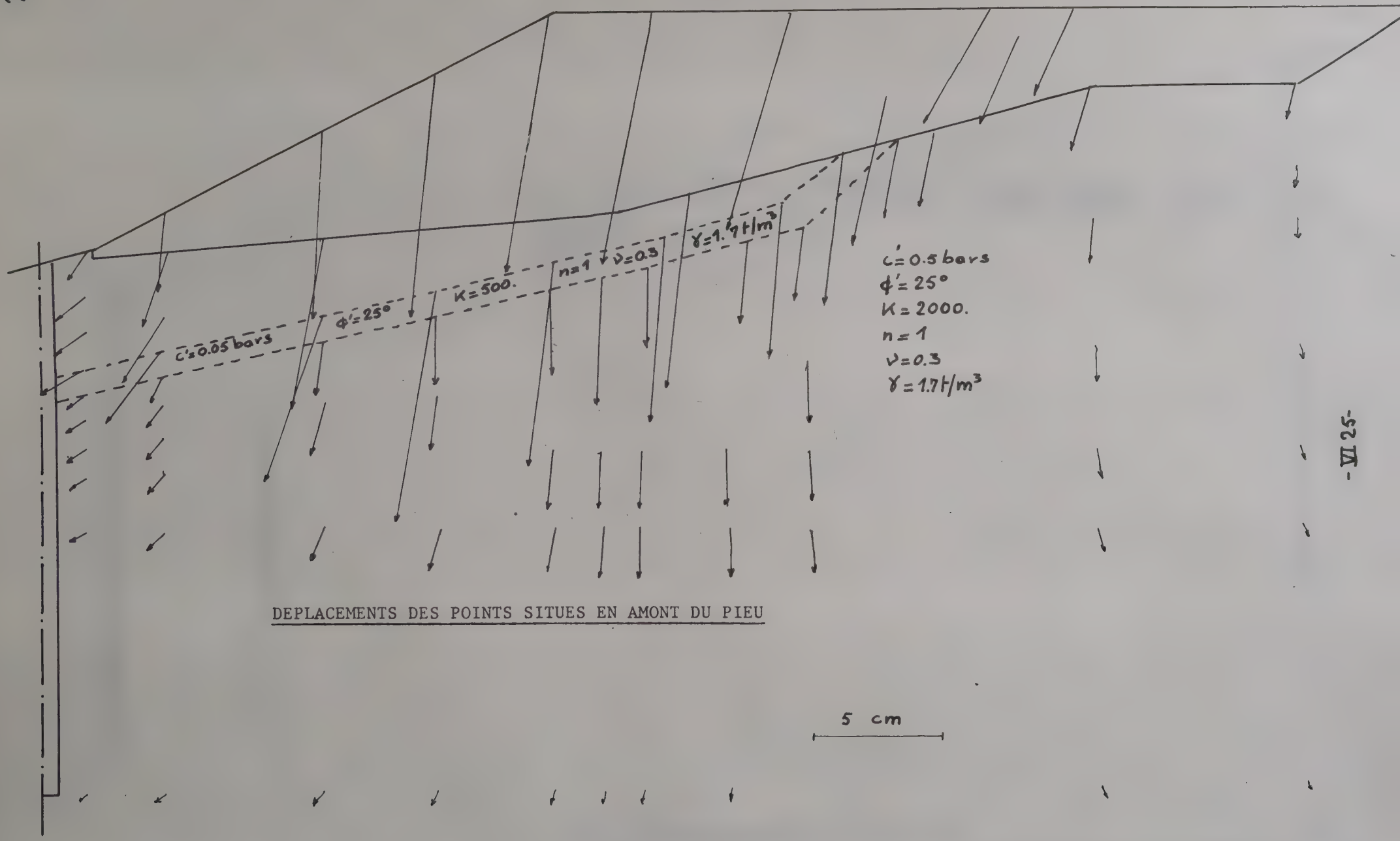
ETUDE A LA COTE +15 mètres



COURBES COMPARATIVES DES σ_Y ET DES τ_{XY}

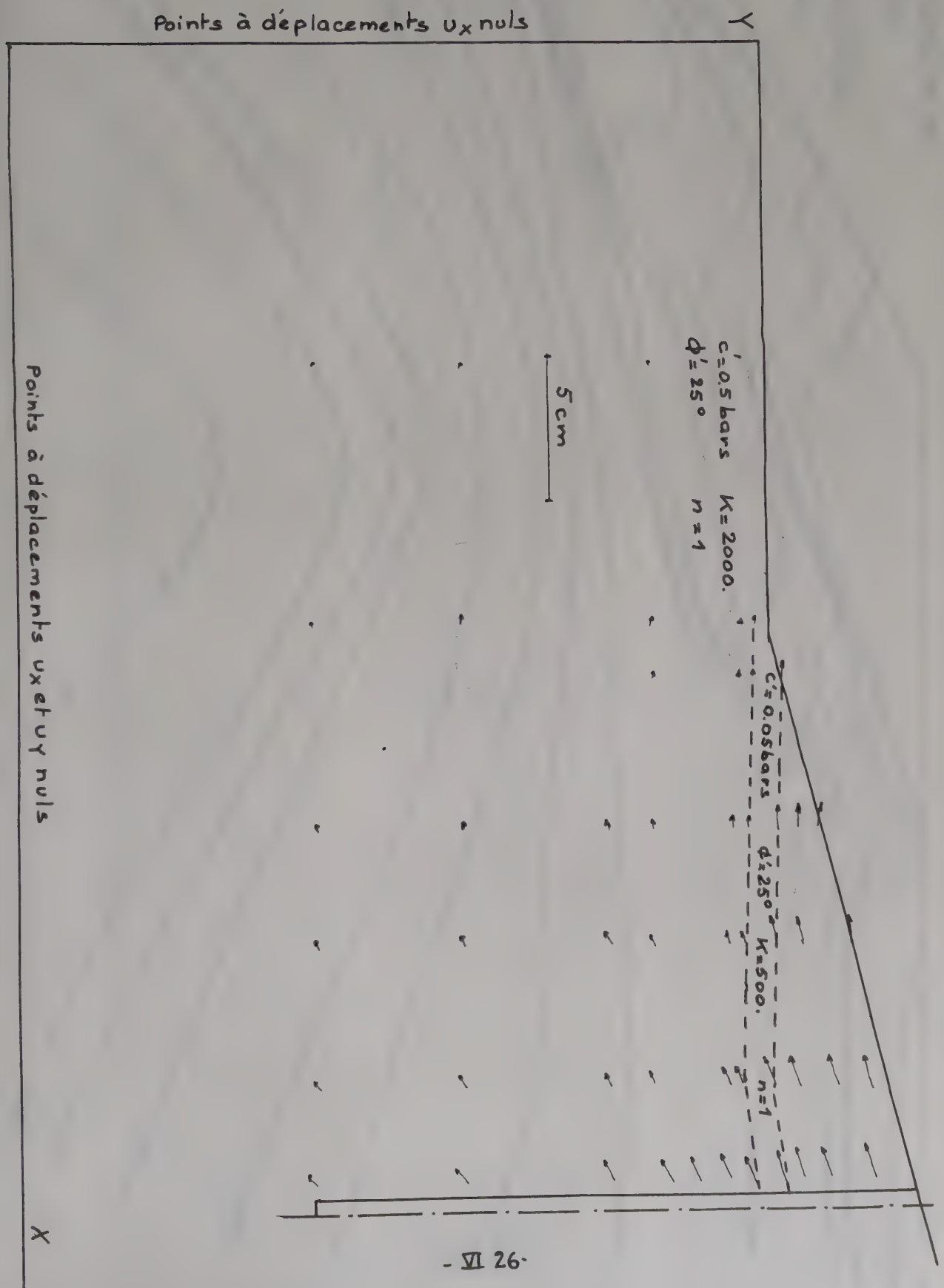
ETUDE A LA COTE +15 mètres

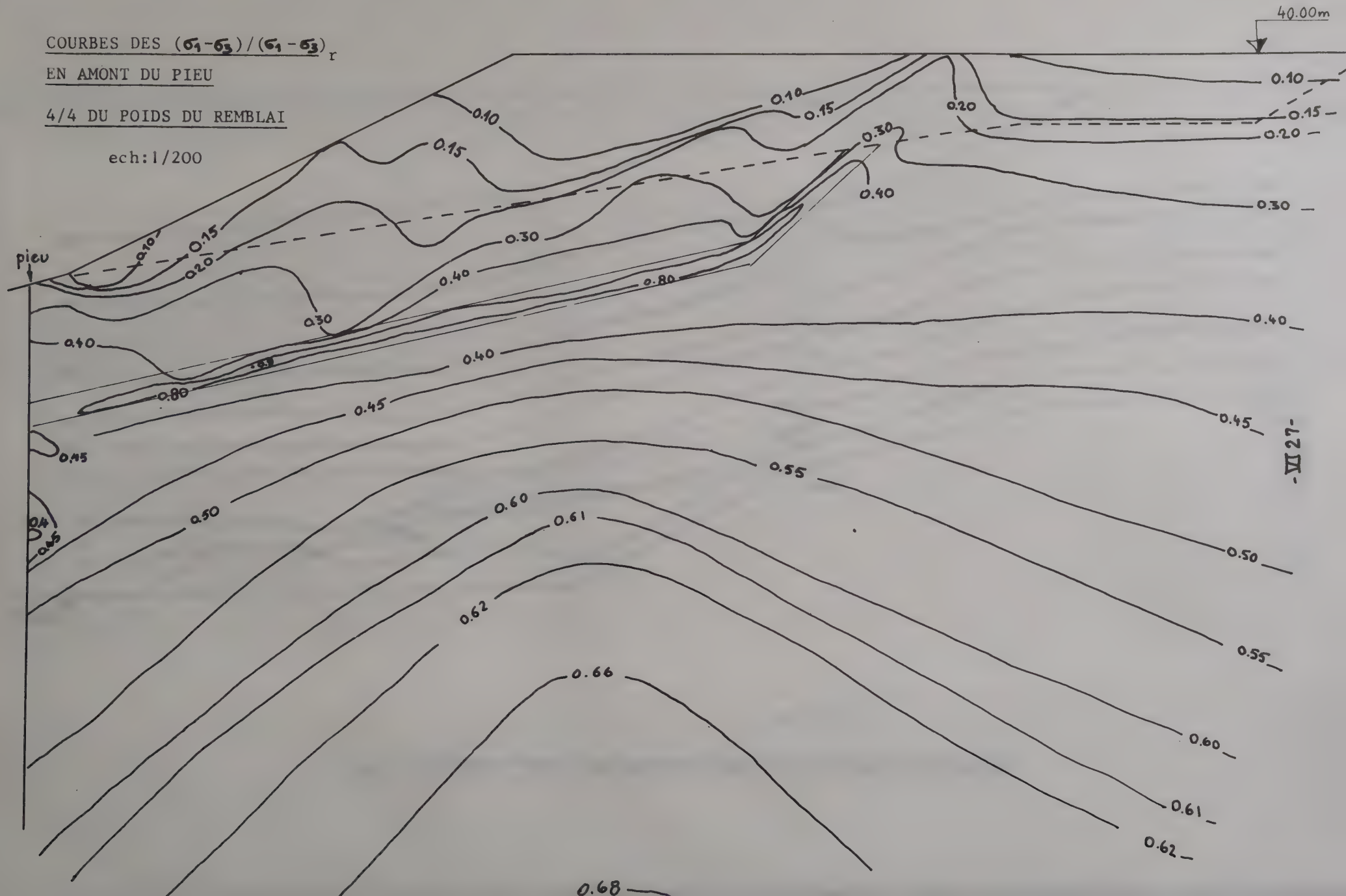




DEPLACEMENTS DES POINTS SITUES EN AMONT DU PIEU

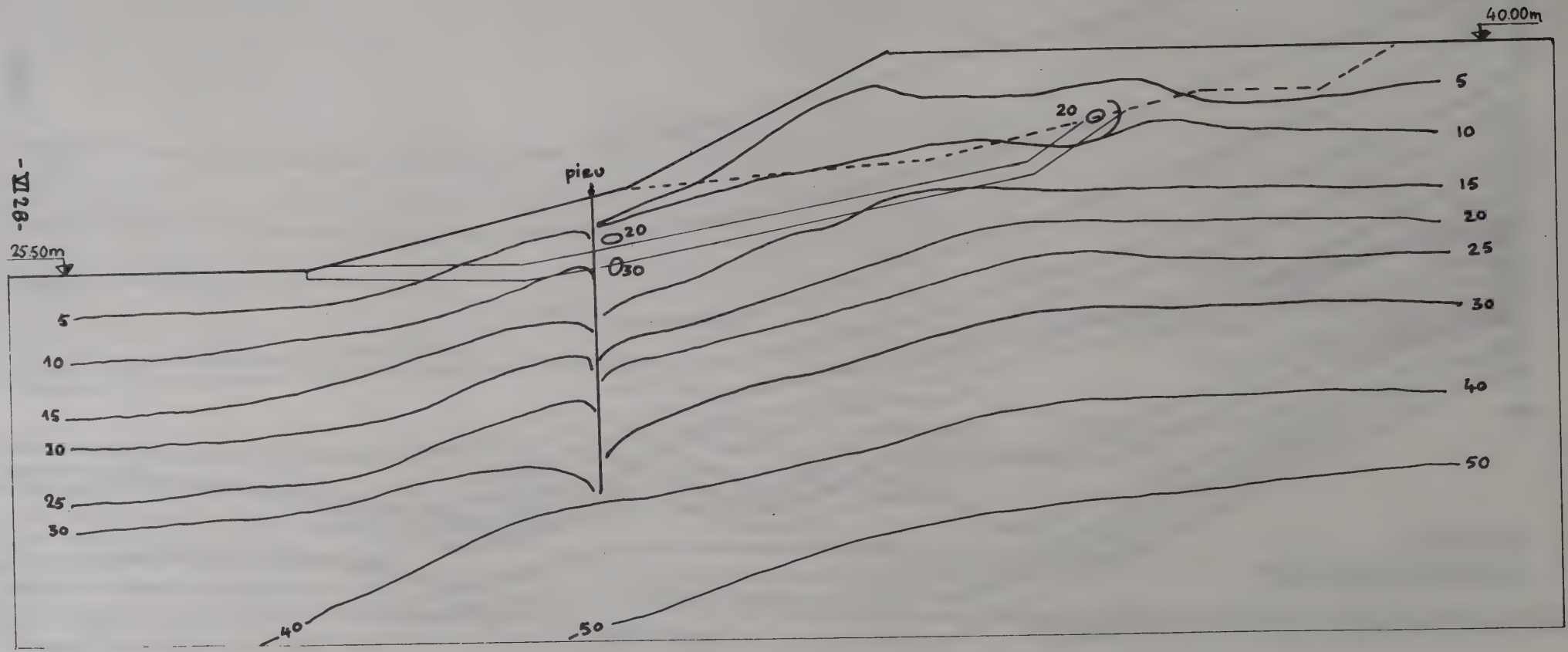
DEPLACEMENTS DES POINTS SITUES EN AVAL DU PIEU




COURBES DES $(\sigma_1-\sigma_3)/(\sigma_1-\sigma_3)_r$
EN AMONT DU PIEU
4/4 DU POIDS DU REMBLAI
ech:1/200
40.00m
pieu
0.10
0.15
0.20
0.30
0.40
0.80
0.45
0.50
0.55
0.60
0.61
0.62
0.66
0.68
-VI 27-

COURBES DES CONTRAINTES PRINCIPALES σ_1 DANS TOUT LE MASSIF (t/m^2)

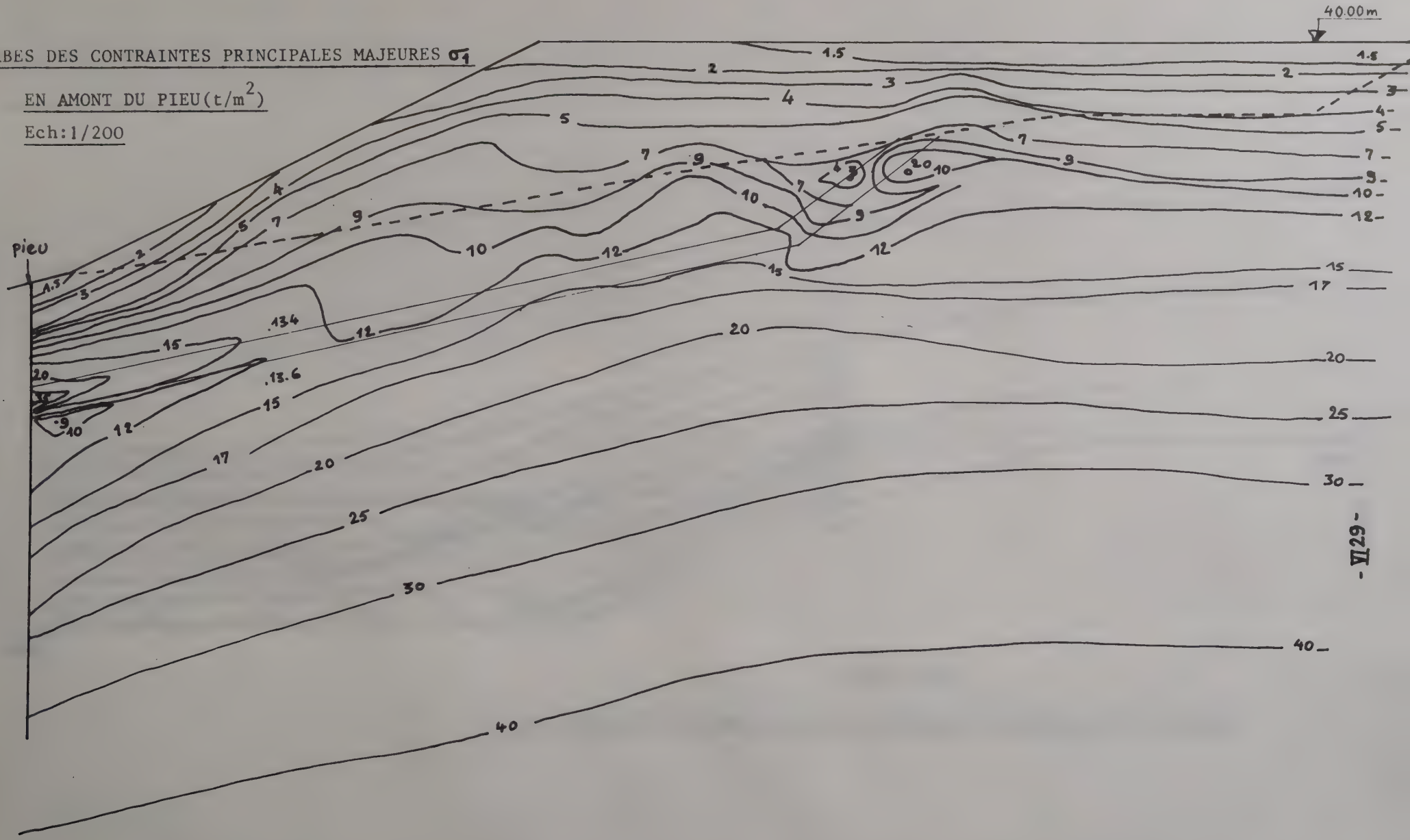
ech:1/400



COURBES DES CONTRAINTES PRINCIPALES MAJEURES σ_1

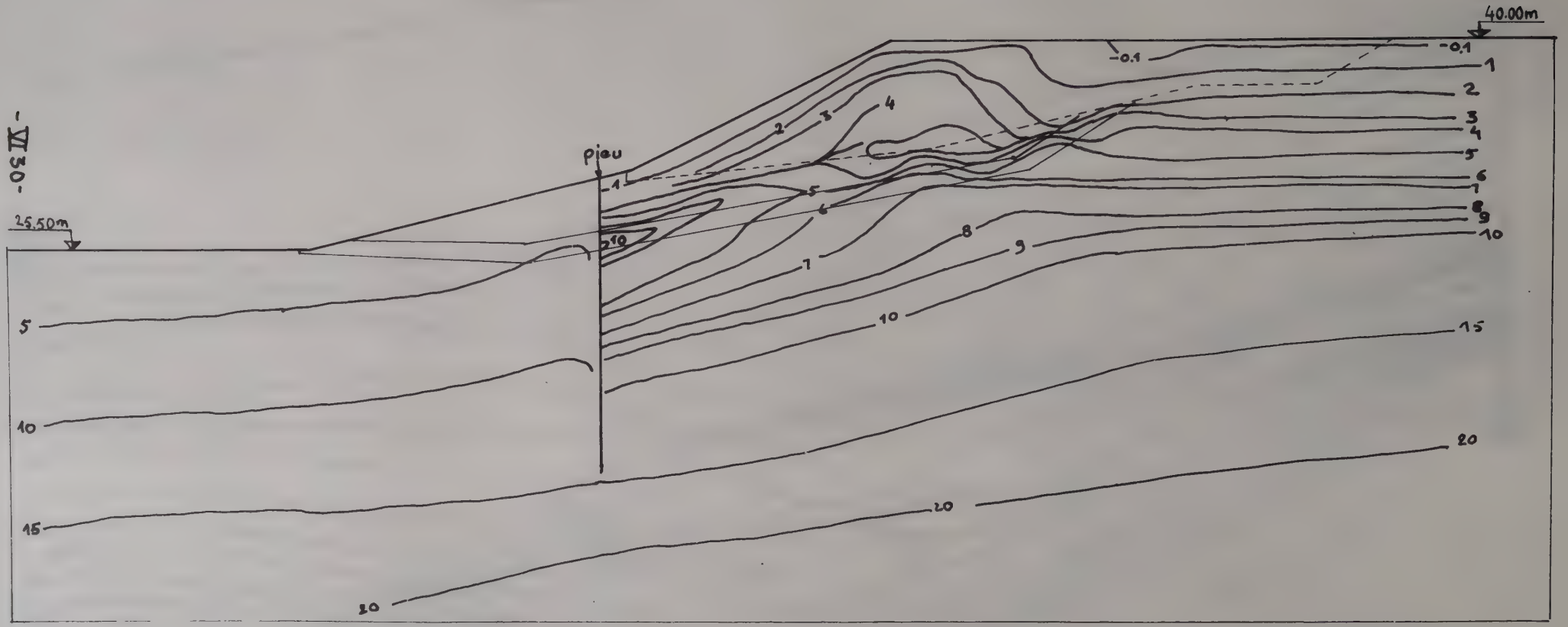
EN AMONT DU PIEU(t/m^2)

Ech:1/200



COURBES DES CONTRAINTES PRINCIPALES MINEURES σ_3 DANS LE MASSIF(t/m^2)

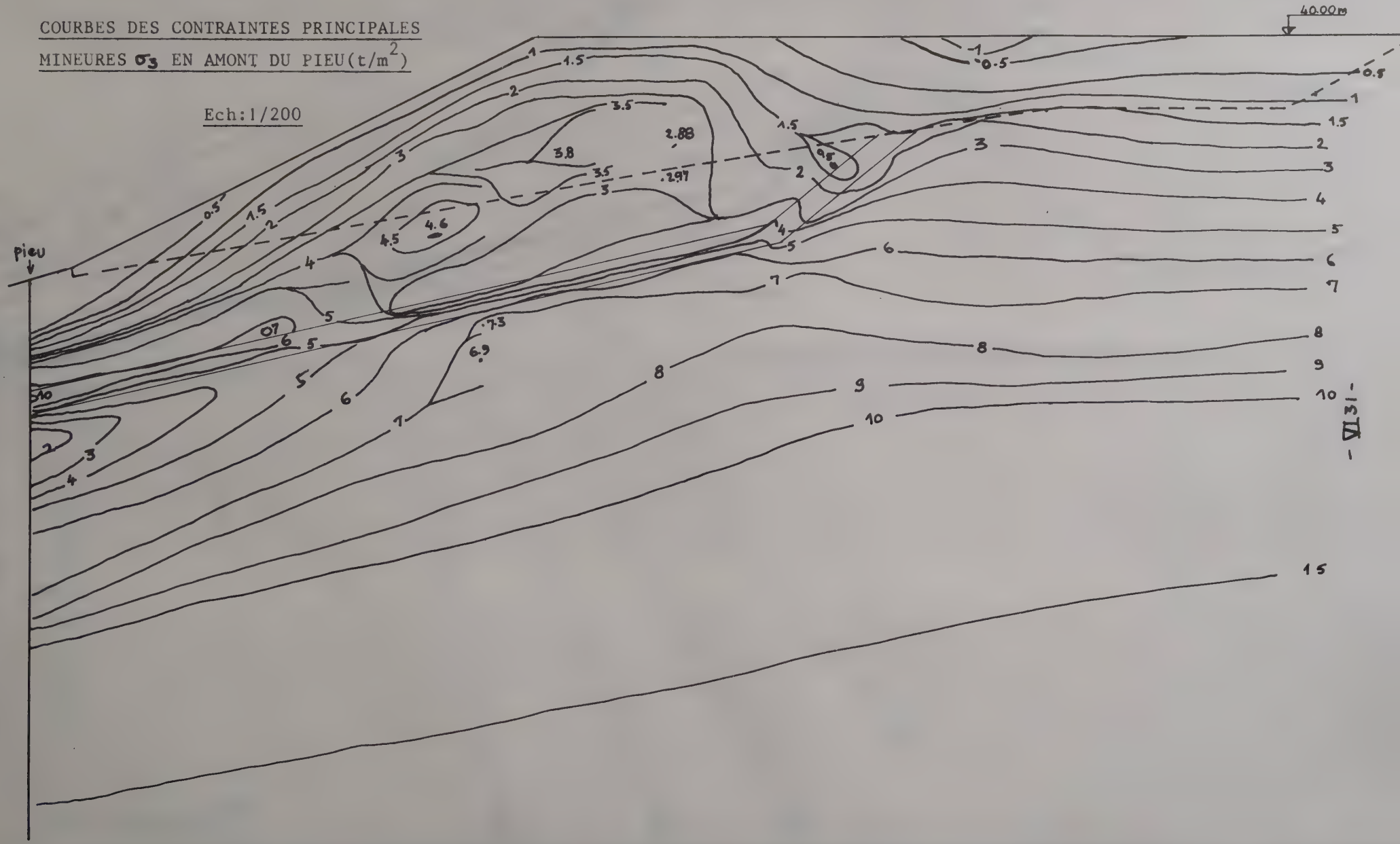
Ech:1/400

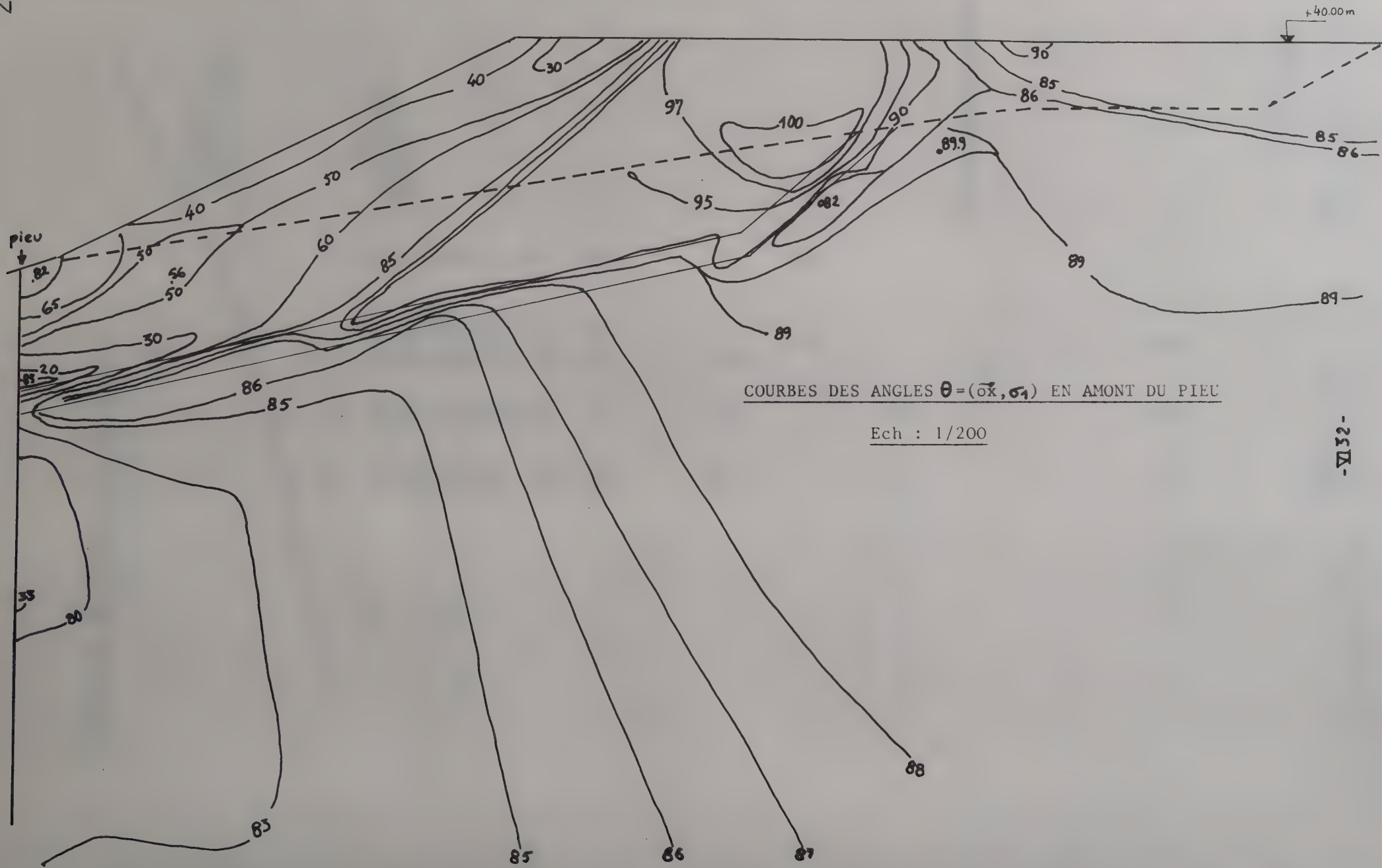


COURBES DES CONTRAINTES PRINCIPALES

MINEURES σ_3 EN AMONT DU PIEU(t/m^2)

Ech:1/200

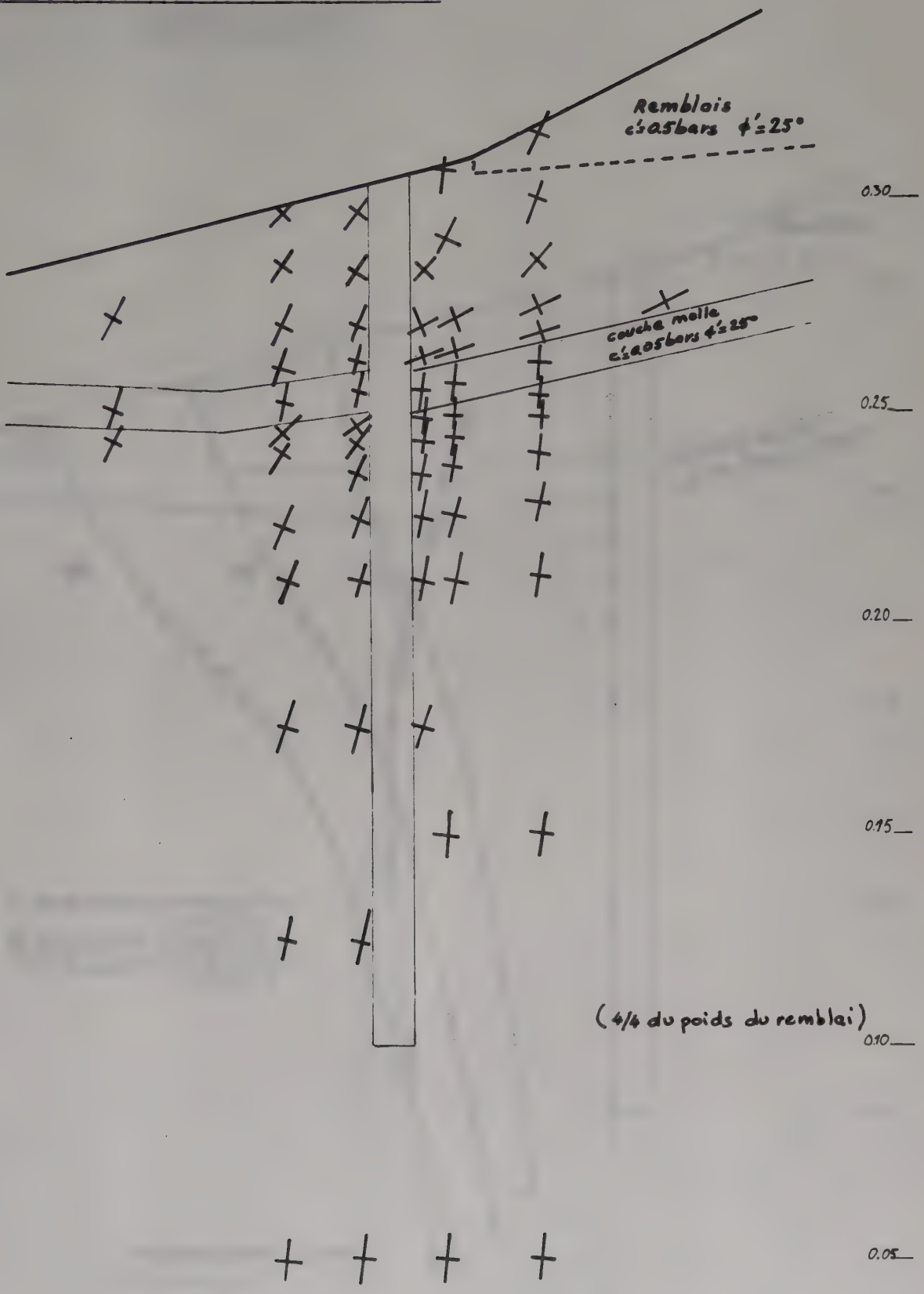




COURBES DES ANGLES $\theta = (\vec{\sigma x}, \sigma_1)$ EN AMONT DU PIEU

Ech : 1/200

ORIENTATION DES TENSEURS DE CONTRAINTES



Cotes en mètres
Echelle 1/100

0.35 0.40 0.45 0.50

DEFORMEES DU PIEU

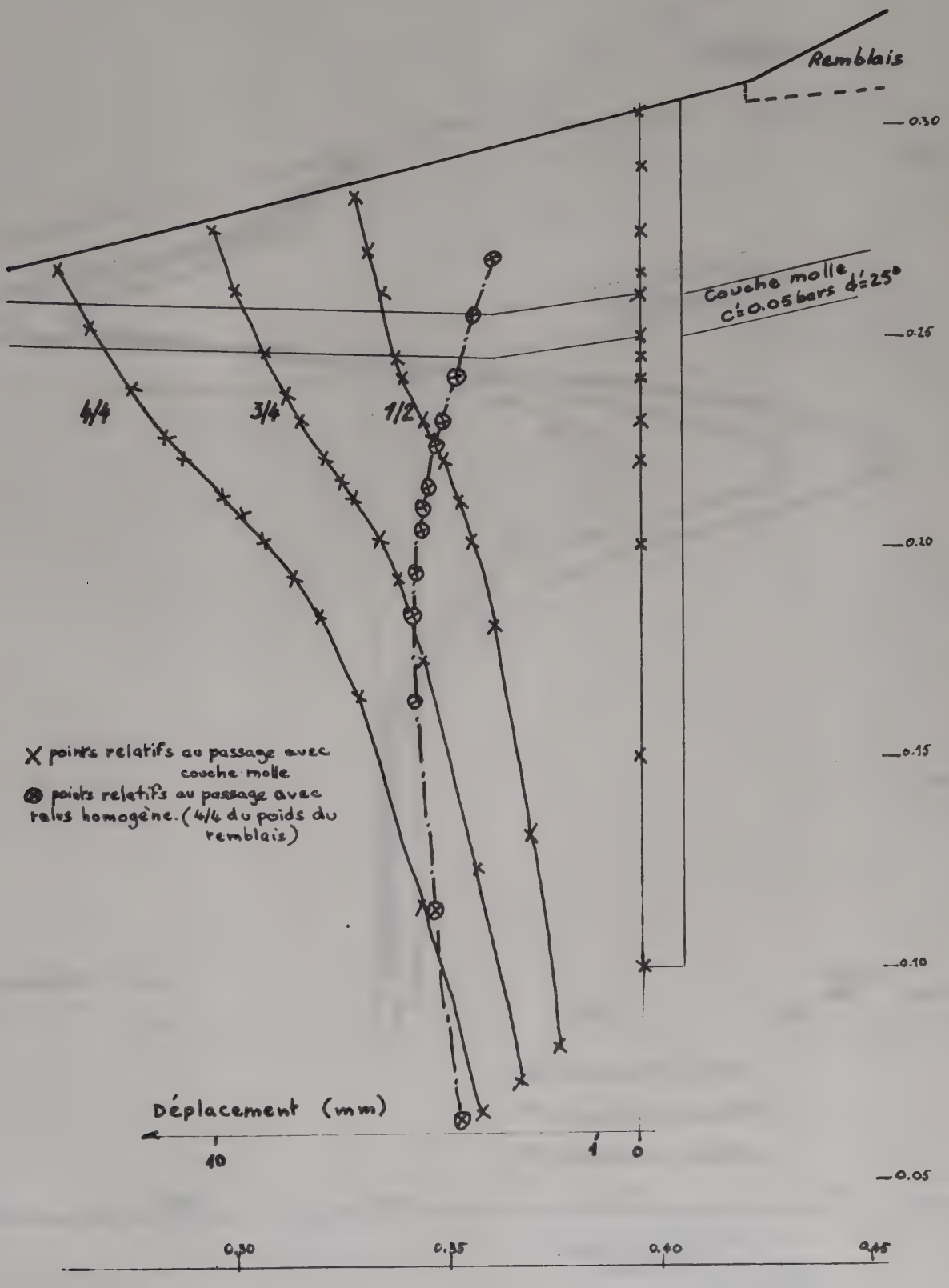
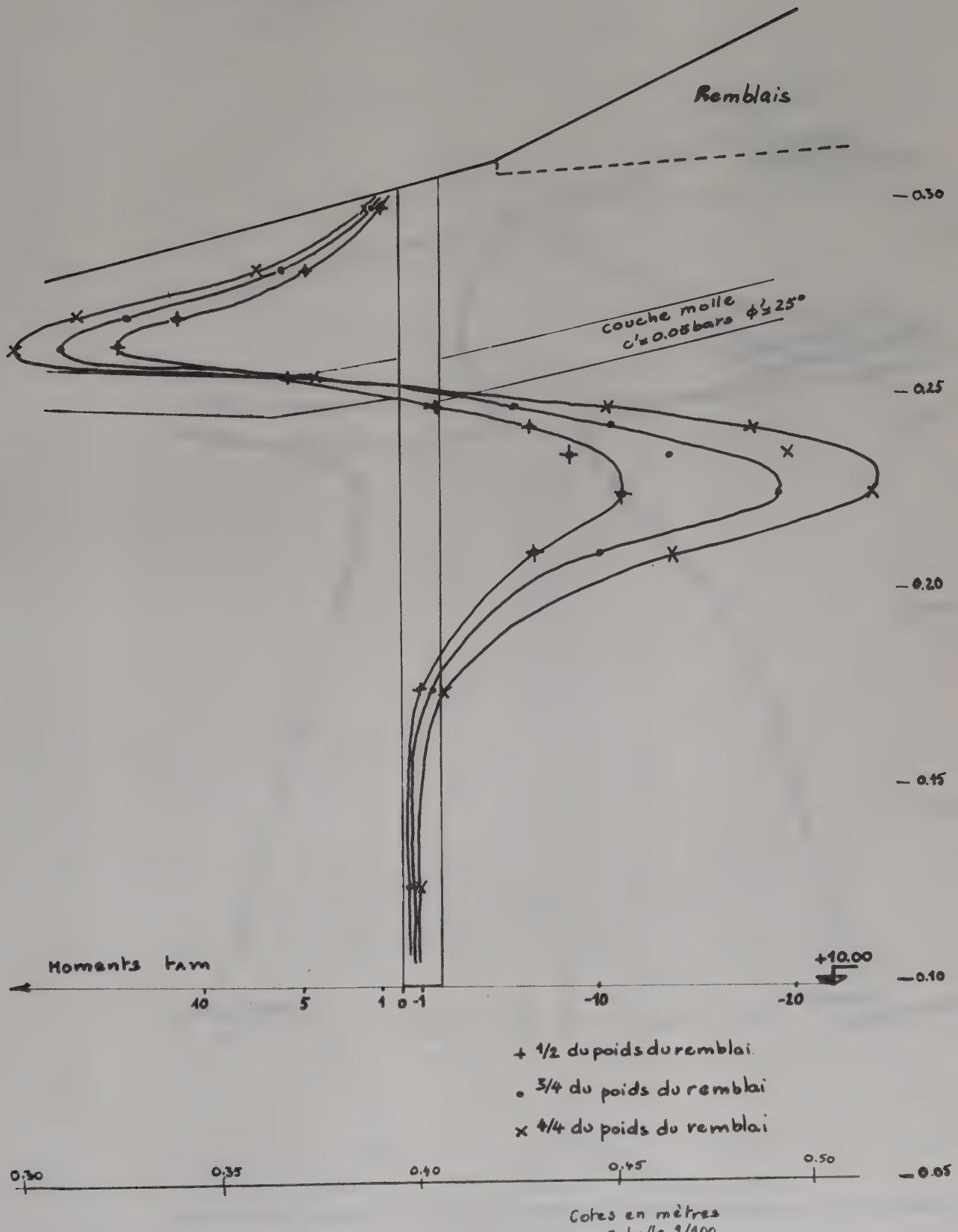


DIAGRAMME DES MOMENTS DANS LE PIEU



REPARTITION DES CONTRAINTES HORIZONTALES EN AMONT ET EN AVAL DU PIEU

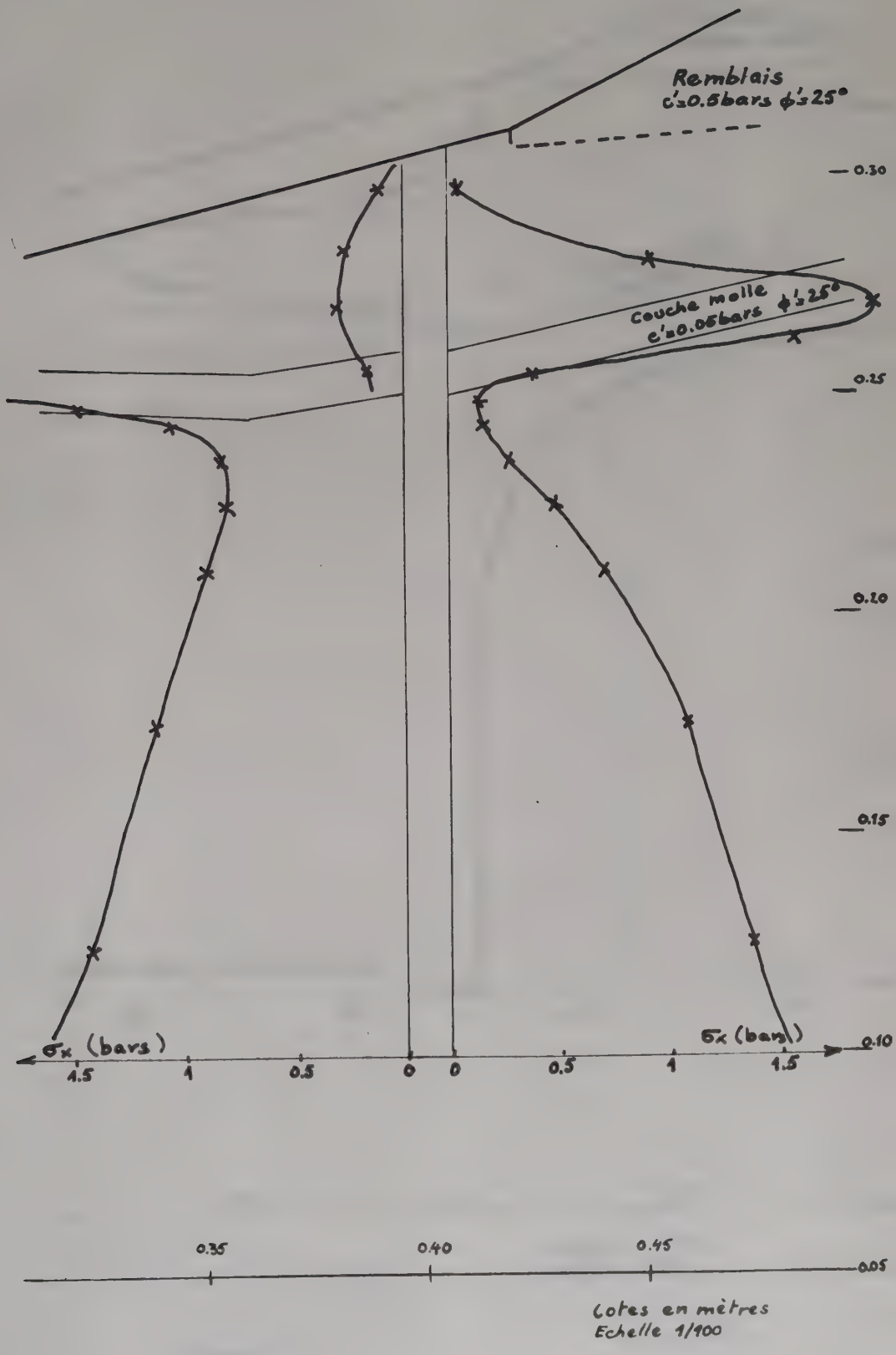
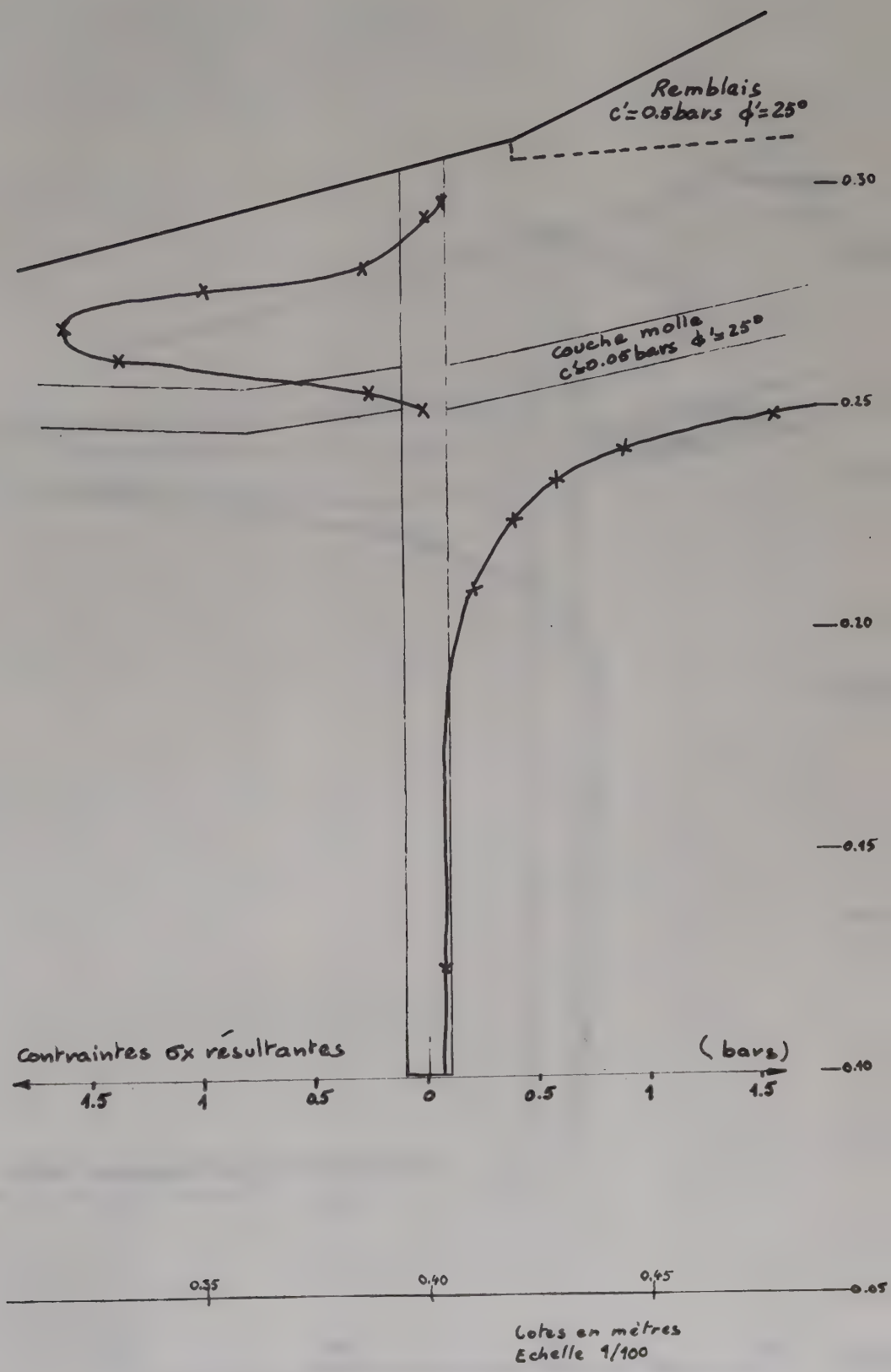


DIAGRAMME DE POUSSEE - BUTEE



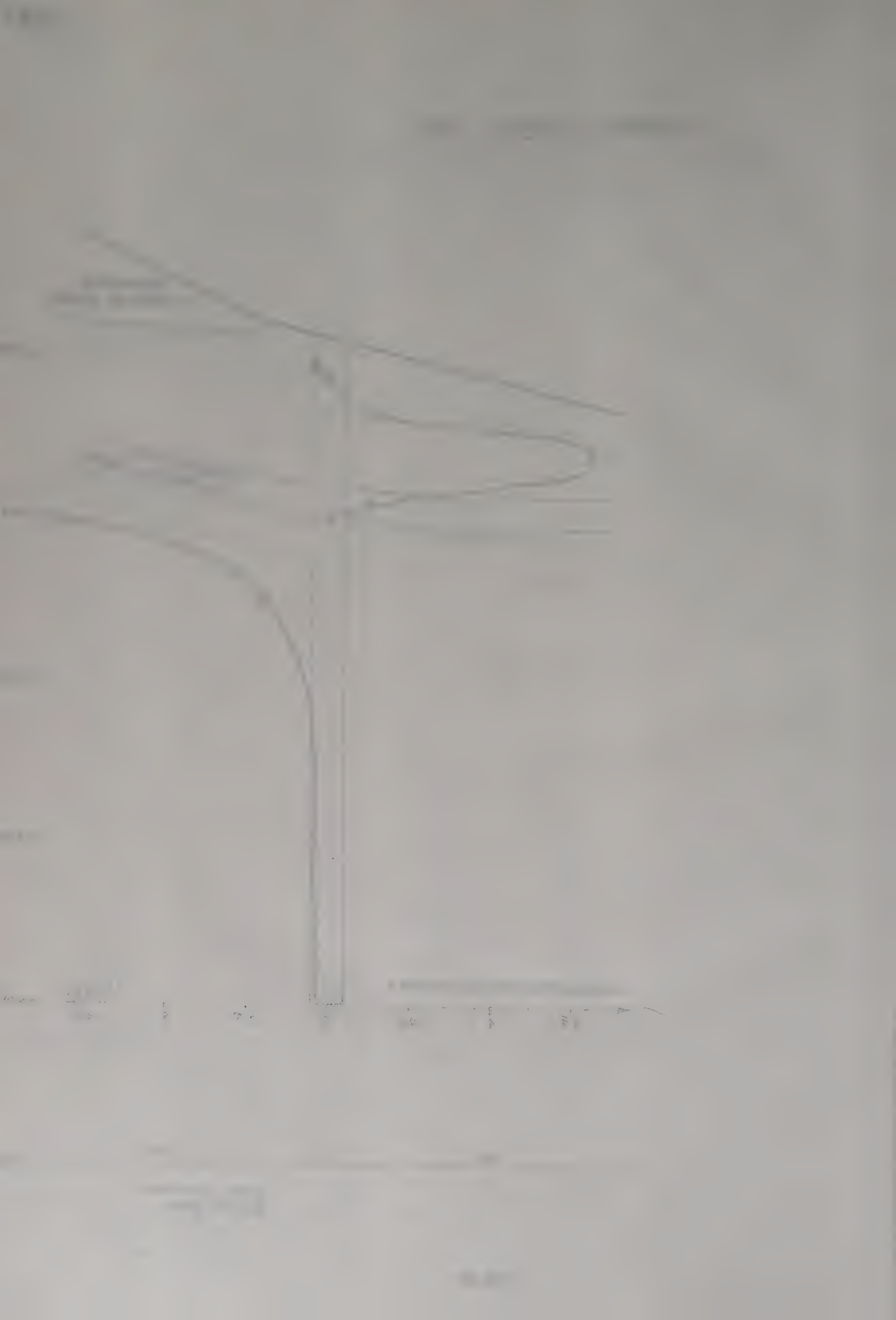
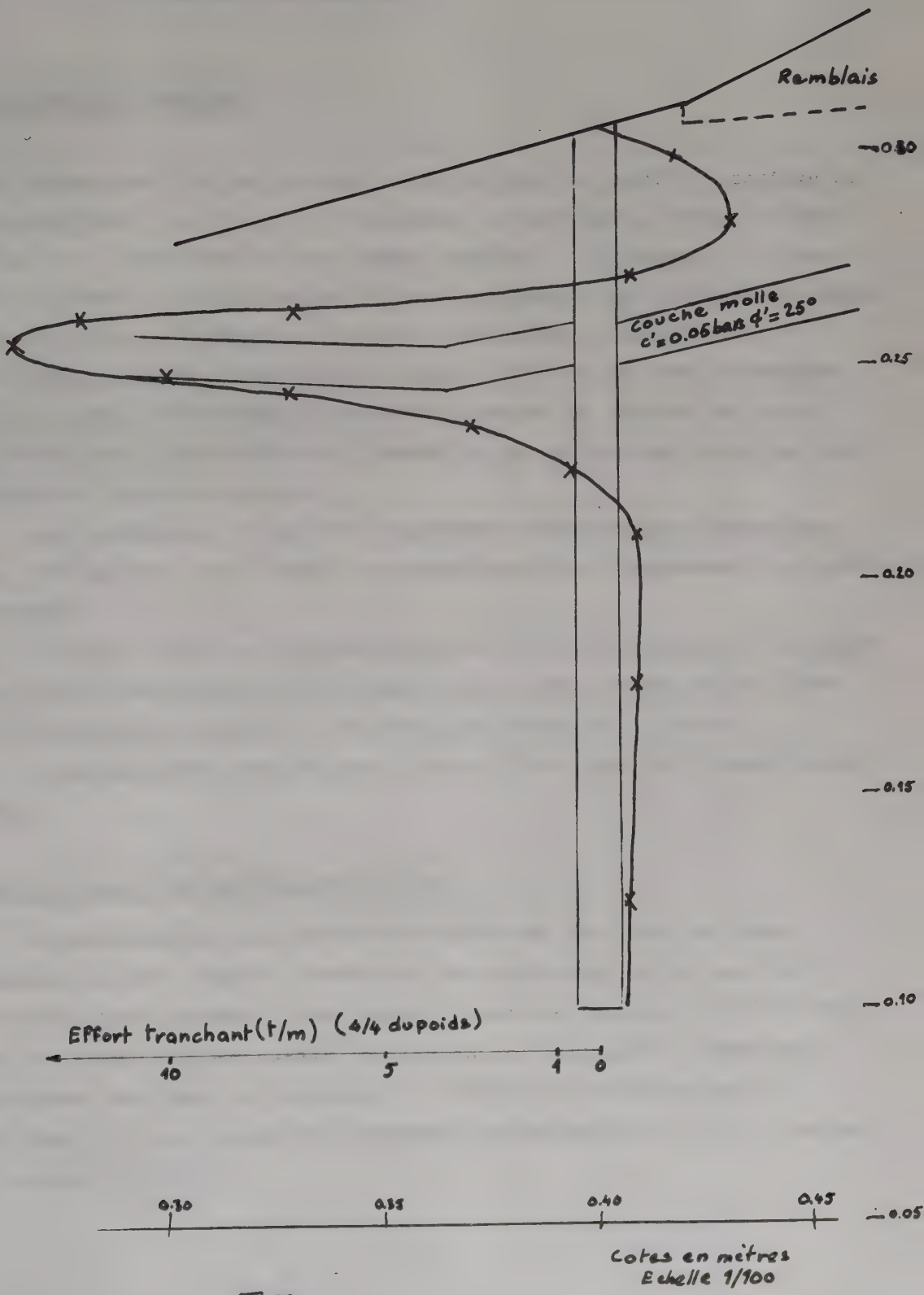


DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT
DANS LE PIEU



CHAPITRE VII

ETUDE DE DEUX OUVRAGES DE SOUTENEMENT .

ETUDE DU PREMIER QUAI

A - DESCRIPTION de L'OUVRAGE

I - Le mur de quai que l'on se propose d'étudier est un front d'accostage de 184 mètres constitué d'une file de 16 caissons préfabriqués. Chaque caisson est fondé sur une plateforme de tout venant réglée à -24 mètres : ils sont constitués de viroles circulaires de 40 cm d'épaisseur, de 11 mètres de diamètre extérieur et de 2,17 mètres de hauteur, dimensions compatibles avec l'engin de levage destiné à leur mise en place. Ces viroles sont assemblées entre elles par une précontrainte destinée à assurer la liaison verticale et les caissons ainsi constitués sont assemblés par un clavage ainsi que par la superstructure coulée en place.

Aux extrémités, 2 caissons supplémentaires viennent consolider l'ensemble. Ces caissons sont remplis de matériaux afin d'augmenter leur poids et leur rigidité.

Un terre plein est réalisé entre ce front d'accostage et la digue support par simple remblaiement de la zone arrière avec constitution d'une carapace d'enrochements destinée à résister aux effets de la houle.

L'ouvrage sera complété par 2 ducs d'Albe destinés à positionner les navires.

II - Caractéristiques des matériaux in situ :

Le matériau de base est le cailloutis de Crau soit en place (sol de fondation) soit remanié (remblais) ces cailloutis n'ont pas fait l'objet d'études très poussées, leur nature grossière rendant en effet très aléatoires les résultats des essais in situ ou en laboratoire. Cependant, grâce à quelques résultats de plaques, il a été mis en évidence que le cailloutis "non lié" a un angle de frottement intergranulaire de 38° pouvant atteindre parfois 40 à 42°.

Ceci a été confirmé par d'autres résultats d'essais effectués sur les alluvions de la moyenne Durance avec des boites de cisaillement de 1 m^3. Les seuls renseignements dont nous avons pu disposer sur ce matériau étant très réduits, nous avons dû adopter les résultats connus d'un matériau proche : le remblai du barrage du Mont Cenis (zone 2).

B - SCHEMATISATION du PROBLEME

Au cours de l'analyse du problème, il a été nécessaire de simplifier les données géométriques afin de ne pas déboucher sur un maillage trop complexe qui aurait risqué de masquer les phénomènes d'ensemble.

Tout d'abord, on s'est rendu compte que l'ouvrage malgré son caractère linéaire d'ensemble n'était pas au niveau des cellules assimilable à un ouvrage à section constante.

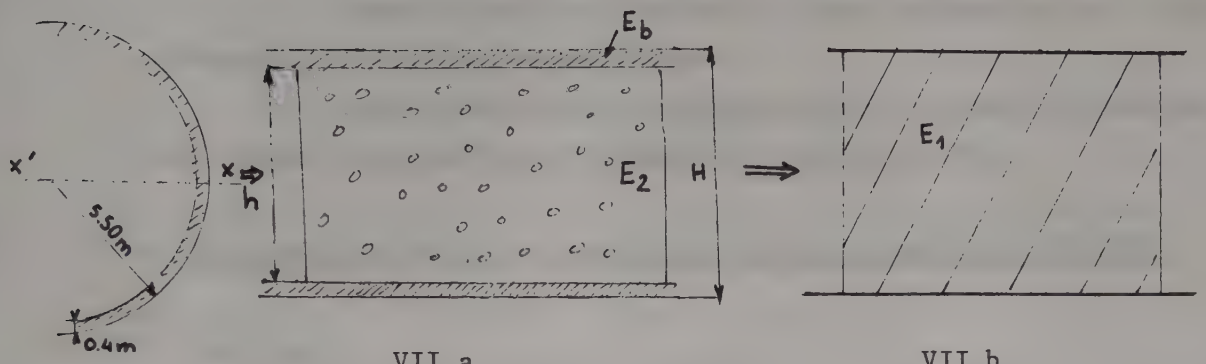
Il a fallu donc approximer ce mur cellulaire par un mur normal. On a songé un instant à le représenter par 2 voiles parallèles : cependant, leur liaison n'aurait pas été assurée et l'ensemble aurait ainsi perdu la majeure partie de la rigidité. En première approximation, on a admis de remplacer l'ensemble par une section rectangulaire d'un matériau intermédiaire entre le béton et le matériau de remplissage :

Il est bien évident qu'ainsi les phénomènes réels tels que le poinçonnement du sol sont perturbés. Cependant cette étude permettra d'avoir une idée générale sur le comportement général de l'ouvrage et d'établir ultérieurement des recherches plus localisées en gardant la schématisation par 2 voiles reliés soit par des éléments (barres ou poutres) soit par une superstructure de béton plus rigide.

Il faut remarquer que le traitement en déformations planes d'un tel ouvrage constitue une très grosse approximation.

Pour avoir une analyse exacte du problème il faudrait, bien sûr, faire une étude tridimensionnelle aux éléments finis.

a) Recherche d'un mur équivalent. (Approximation 2)



VII a VII b

Le phénomène prépondérant à étudier étant la résistance à la flexion de l'ouvrage par rapport à xx' on effectuera les modifications et les schématisations telles que Σ E.I = cste.

- Caractéristiques :

  béton E_b = 120 000 bars

  Sol rapporté E_i = 3 000 bars

- Approximation 1 (cf schéma VII a)

  H = 8,65 m

  h = 7,4 m

- Ce qui donne une épaisseur de voile correspondant à 60 mm.

- Approximation 2 (cf schéma VII b)

  E_{fictif} = 39 000 bars

  H = 8,65 m

b) Recherche d'un remblaiement compatible avec le programme utilisé.

Dans les différentes phases de construction il est apparu que le remblaiement s'effectuait à l'avancement par déchargement de camions donc théoriquement le remblai a pour pente, celle du talus naturel. Le programme utilisé ne permettant pas de faire des incrémentations obliques, il faut admettre l'approximation du remblaiement par couches horizontales.

Afin de simplifier le maillage on représentera aussi les pentes des talus par des escaliers.

c) Limites des zones perturbées dans le sol :

- En profondeur, on suppose qu'il n'y a plus de déplacement en des points situés à 2,5 fois la largeur du mur.

- Vers la mer, on limitera la zone influencée par l'application des surcharges à 3 fois la largeur du mur.

- Vers les terres , on suppose que la digue en place est suffisamment consolidée pour conserver sa verticalité.

C - MAILLAGES PROPOSES et CARACTERISTIQUES des MATERIAUX CHOISIS

I - Maillages :

La nappe d'eau comme il apparait sur le maillage (cf schéma VII 10) a été conservée. On suppose que son niveau est constant dans tout le remblai.

II - Caractéristiques des matériaux :

1) Sol en place (galet de Crau non remanié)

$\gamma = 2,3\ t/m^3$

$\phi = 40°$ $\quad n = 0,5$

$c = 0,0$ bar $\quad K = 800$

2) Remblai

$\gamma = 2,3\ t/m^3$ $\quad \gamma_{dej} = 1,3\ t/m^3$

$\phi = 35°$ $\quad n = 0,5$

$c = 0,0$ bar $\quad K = 800$

3) Matériau simili-béton (élasticité linéaire) (approximation 2)

$\gamma = 2,35\ t/m^3$ $\quad \gamma_{dej} = 1,35\ t/m^3$

$E = 39\ 000$ bars.

D - PRESENTATION des RESULTATS

Afin de visualiser ces résultats quelques courbes significatives ont été établies pour les principales étapes de la construction.

I - Etat final :

Courbes des isocontraintes σY (cf schéma VII 11)

Courbes des isocontraintes τxY (cf schéma VII 12)

On retrouve la distribution classique des contraintes dans un talus simple en équilibre en l'abscence de surcharge.

II - Etat après excavation : Courbe des contraintes σ_y à la cote + 19 mètres (cf VII 13). Courbes des déplacements de la surface libre (cf schéma VII 13) On évalue après l'examen de ces 2 tracés la décompression du terrain et le gonglement résultant de l'excavation.

III - Etat après mise en place de la colonne :

On peut mettre en évidence les modifications des contraintes dans le terrain et sous la colonne. Les tracés des isocontraintes σx, σy, τxy (cf schéma VII 15-14-16) donnent une idée relativement précise de la nouvelle distribution. Le tracé des contraintes σy au niveau + 19 mètres (cf schéma VII 17) permet une comparaison grossière avec l'état précédent (cf schéma VII 13)

IV - Etat final :

Dans l'état final, de nombreux éléments étant entrés en plasticité, il n'a pas été possible d'obtenir des résultats très satisfaisants. Le tracé des déplacements des noeuds de la colonne (cf schéma VII 19) montre une rotation de l'ensemble et un léger déplacement vers l'avant (ceci était prévisible).

Il aurait été possible d'autre part, si les zones de plasticité avaient été moins importantes de déduire des résultats de calcul, un diagramme de poussée des remblais sur la colonne et une courbe des moments dans le mur de quai.

Pour visualiser l'effet du remblai sur la fondation il a été tracé les courbes des contraintes σy à la cote + 19 mètres (cf schéma VII 18)

Cependant, tous ces résultats sont entachés d'un certain doute, vu le grand nombre d'éléments en plasticité dans l'état final. Ceci est dû à coup sûr à une mauvaise estimation des caractéristiques des matériaux.

ETUDE DU 2ème QUAI

A - DESCRIPTION de L'OUVRAGE

Il s'agit de la reconstruction d'un quai endommagé. Le nouveau quai se trouve à une quinzaine de mètres devant le quai actuel. Il est composé de colonnes en béton de forme cylindrique de 7 mètres de diamètre, de 0,27 mètres d'épaisseur et de 10,50 mètres de hauteur. A la base de la colonne, il y a évidemment un talon à l'avant et à l'arrière.

Les colonnes sont juxtaposées, une superstructure de béton vient ensuite les lier ensemble.

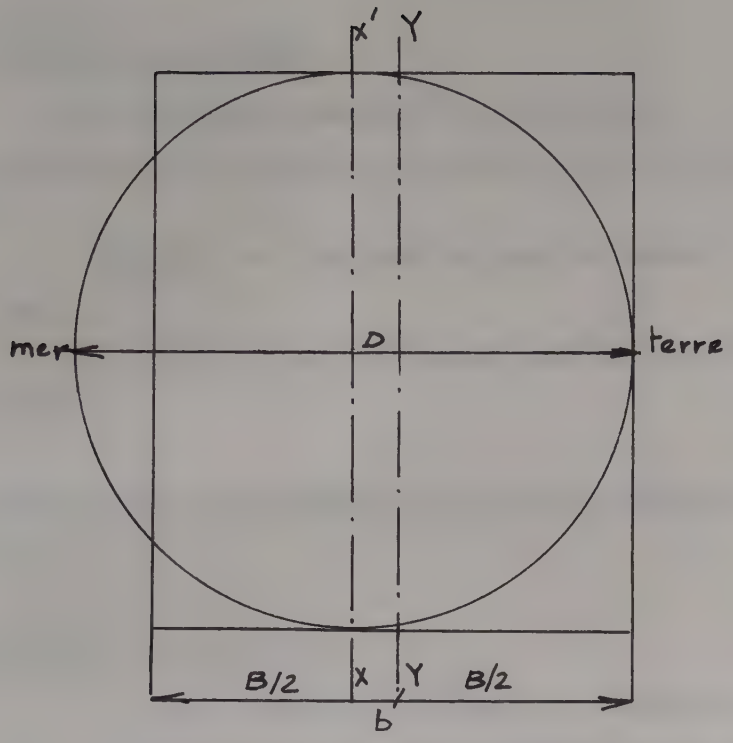
Les colonnes sont construites sur le quai actuel ; elles sont réalisées en 2 parties de hauteur moitié de la hauteur totale pour faciliter leur mise en place. Elles sont posées ensuite sur une plateforme d'enrochements, assise de leur fondation. Cette plateforme d'enrochements a été mise en place après dragage du sol pour ôter la vase et toute autre mauvaise couche de terrain. Une fois la pose des colonnes effectuée, on procède à leur remblaiement intérieur. On pose ensuite les structures préfabriquées liées entre elles par coulage sur place. L'opération finale consiste dans le remblaiement de la zone située entre le nouveau quai et le quai actuel.

La carence de résultats d'essais en laboratoire et in situ nous a conduit à effectuer certaines analogies entre les matériaux utilisés sur place et ceux utilisés dans le barrage du Mont Cenis.

B - SCHEMATISATION du PROBLEME

Le calcul étant une étude bidimensionnelle, il a été necessaire d'effectuer certaines simplifications concernant la forme des colonnes.

I - Nous avons dû comme dans l'étude du quai précédent, faire certaines approximations. Nous avons, compte tenu de ce qui a été écrit page 241 défini une largeur b du rideau de colonnes telle que le moment d'inertie par rapport à l'axe x'x soit égal au moment d'inertie du rectangle par rapport à l'axe y'y (cf schéma VII c).



VII c

II - Rigidité de la colonne :

Pour que les deux parois de la colonne soient solidaires dans leurs déplacements et représentent le mieux possible la réalité, nous avons utilisé la méthode suivante (cf schéma VII a) :

On remplace les 3 derniers mètres de remblai à l'intérieur de la colonne par un matériau que l'on appelle simili-béton possédant comme caractéristiques la densité du remblai de remplissage mais la raideur du béton. Les deux parois sont ainsi solidaires et l'ensemble de la colonne est à peu près rigidifié.

III - Suppression de l'eau :

Comme nous n'avons pas de rabattement de nappe ni d'excavation à faire, nous pouvons dans un premier temps supprimer l'eau à condition de donner aux matériaux situés sous le niveau de l'eau, leur densité déjaugée.

Ceci nous oblige évidemment à faire la distinction entre béton dans l'eau et béton hors de l'eau, remblai dans l'eau et remblai hors de l'eau et de

les considérer comme autant de matériaux différents.

IV - Conditions aux limites :

- En profondeur (argile très graveleuse), on suppose qu'il n'y a plus de déplacements verticaux et horizontaux à 10 mètres au dessous de la colonne.

- Côté mer, on limitera la zone influencée à 2,5 fois la largeur de la colonne.

- Vers les terres, on suppose que le quai actuel conserve sa verticalité.

C - MAILLAGES, CAS de CHARGEMENT UTILISES et CARACTERISTIQUES des MATERIAUX CHOISIS

I - Maillages (cf schéma VII 1) :

Il a été effectué 2 maillages, le 2ème maillage permettant d'avoir une largeur de parois verticales plus importante et donc 2 rangées d'éléments au lieu d'une. Dans les courbes résultats qui seront données dans la visite ; les tracés relatifs au maillage II seront faits en trait pointillé.

II - Différents cas de chargements (cf schéma VII 2, VII 3) :

1) La colonne est posée sur les enrochements avec son remblai intérieur et la superstructure en béton.
2) Une première couche de remblai A est mise en place.
3) 2ème couche de remblai A.
4) 3ème couche de remblai composée de remblai A et de remblai B.
5) 4ème couche de remblai composée de remblai A et de remblai B.
6) 5ème couche de remblai composée de remblai A et de remblai B.
7) 6ème couche de remblai C (remblai B non déjaugé)
8) 7ème couche de remblai C

III - Caractéristiques des matériaux :

1) Béton normal (élasticité linéaire)

$\gamma = 2,5\ t/m^3$ $\qquad \gamma_{déj} = 1,5\ t/m^3$

$E = 175\ 000$ bars

$\nu = 0,2$

2) Simili-béton :

$\gamma_{déj} = 1,1\ t/m^3$
E = 175 000 bars

3) Enrochements (analogie avec les matériaux utilisés au barrage du Mont Cenis) :

$\gamma_{déj} = 1,3\ t/m^3$
$\emptyset = 40°$ $\quad \nu = 0,3$
C = 0,0 bar $\quad n = 0,4$
$K_o = 0,428$ $\quad K = 300$

4) Remblai A :

$\gamma_{déj} = 1,1\ t/m^3$ $\quad \nu = 0,3$
$\emptyset = 0,0$ bar $\quad n = 0,4$
$K_o = 0,428$ $\quad K = 300$

5) Remblai B et C :

(B) $\gamma_{déj} = 1,1\ t/m^3$ $\quad$ (C) $\gamma = 2,1\ t/m^3$
$\emptyset = 30°$ $\quad \nu = 0,3$
C = 0,0 bar $\quad n = 0,6$
$K_o = 0,428$ $\quad K = 400$

6) Argile graveleuse de fondation (- 20 mètres) :

Les essais en laboratoire et in situ effectués ont donné les résultats suivants.

$\gamma_{déj} = 1,1\ t/m^3$
$\emptyset = 30°$ $\quad \nu = 0,3$
C = 1 bar $\quad n = 0,6$
$K_o = 0,428$ $\quad K = 1000$

D - PRESENTATION des RESULTATS

L'entrée en plasticité d'un certain nombre d'éléments dans le remblai à limiter le nombre des résultats.

I - Déformée de la colonne sous le chargement total (cf schéma VII 8) :

La colonne pour les 2 maillages, bascule vers l'avant, mais les parois du quai s'écartent légèrement vers le bas.

Ceci peut être dû à une mauvaise rigidification des parois en béton à la base de la colonne par le simili-béton. De plus on remarque que dans le 2ème calcul les déplacements sont plus faibles à cause de l'assise plus importante donnée à la structure sur le sol de fondation.

II - Réaction verticale du sol sous la colonne (cf schéma VII 4, 5, 6, 7) :

D'une répartition des contraintes σ_y pratiquement uniforme sous la colonne, les courbes évoluent vers la formation de 2 pics de contraintes au droit des parois de béton, le pic arrière étant plus important. On remarquera que dans le 2ème cas (parois plus larges) les répartitions de contraintes sont mieux distribuées et l'on va vers une atténuation des pics.

II - Contraintes verticales σ_y et tangentielles τ_{xy} au niveau + 4,1 mètres du maillage (cf schéma VII 9) :

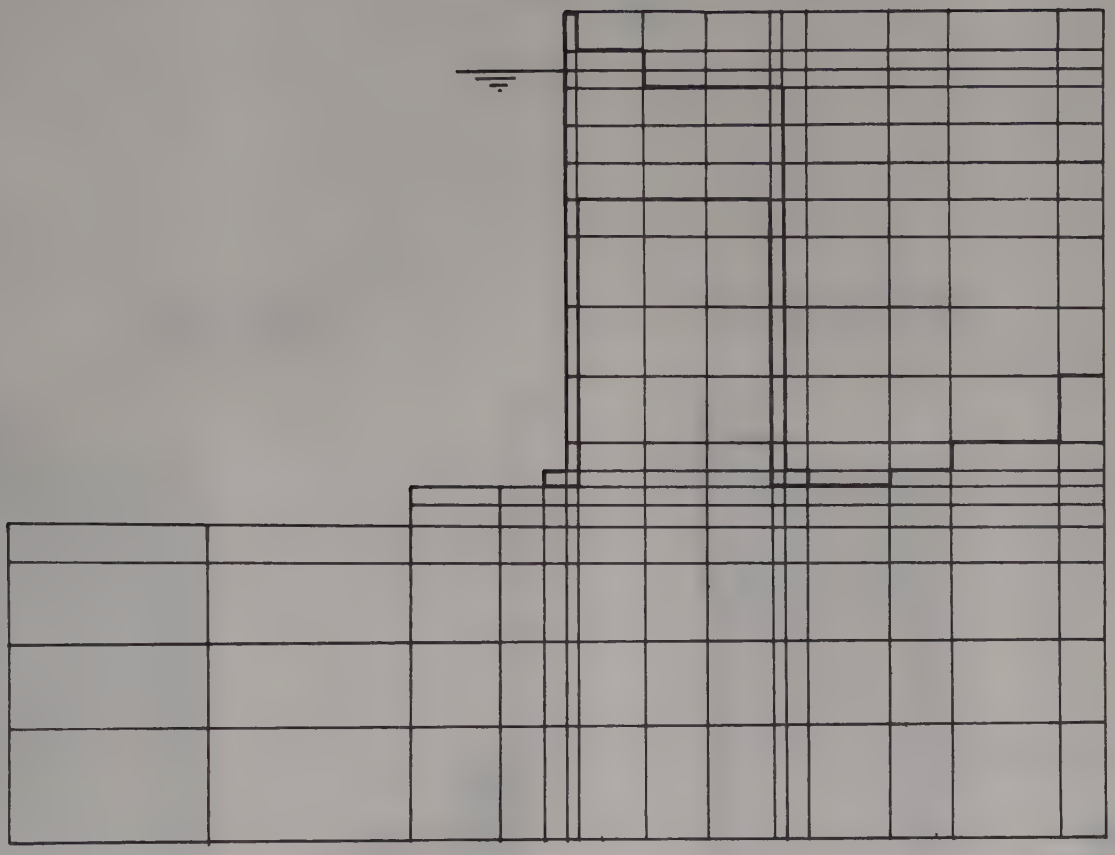
Le niveau + 4,1 mètres où l'étude à été faite correspond au milieu de la couche de fondation, dans l'argile graveleuse.

On constate que les contraintes verticales σ_y dans les 2 cas sont pratiquement constantes sous la colonne et le remblai. Il nous faut remarquer encore que lors du 2ème passage les contraintes τ_{xy} varient de manière continue ; dans le cas où l'épaisseur des parois est faible il y a un pic dans ces courbes dû au poinçonnement du sol sous le talon arrière.

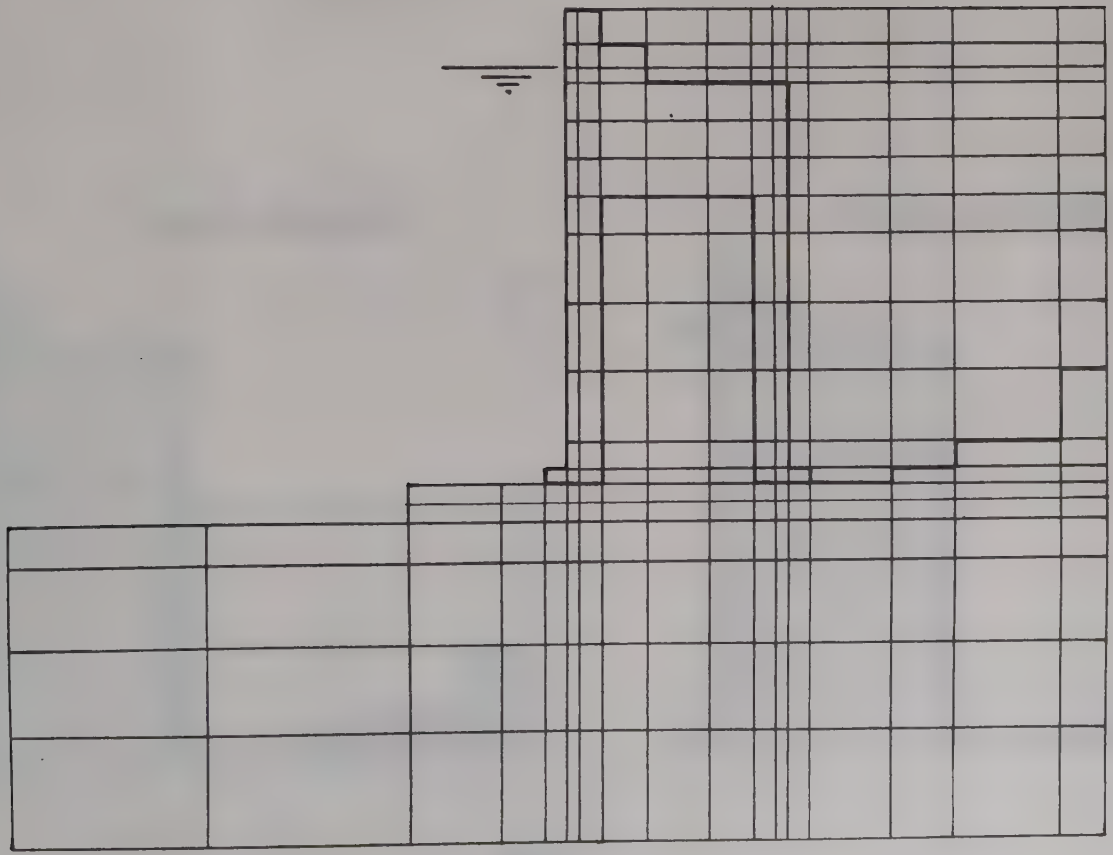
Comme nous l'avons fait remarquer, la mauvaise détermination des caractéristiques des sols nous a conduit à des entrées en plasticité nuisibles à la validité des résultats. Certaines courbes, telles que les diagrammes de poussée des remblais s'avèreraient incorrectes et souvent trop imprécises.

MAILLAGE I

Ech : $\frac{1}{200}$



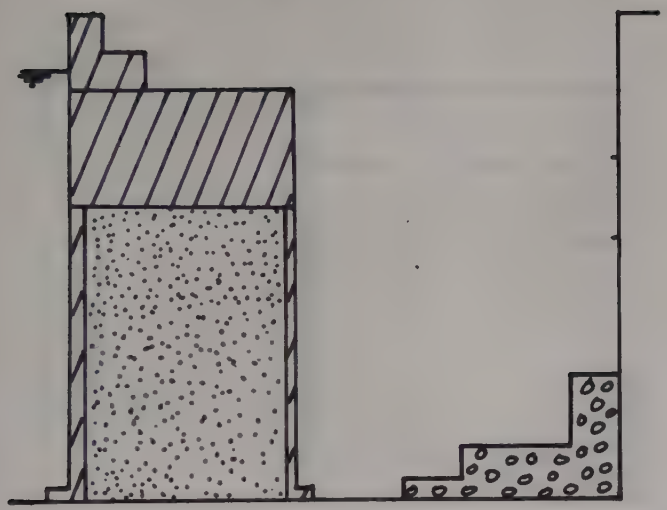
Maillage II



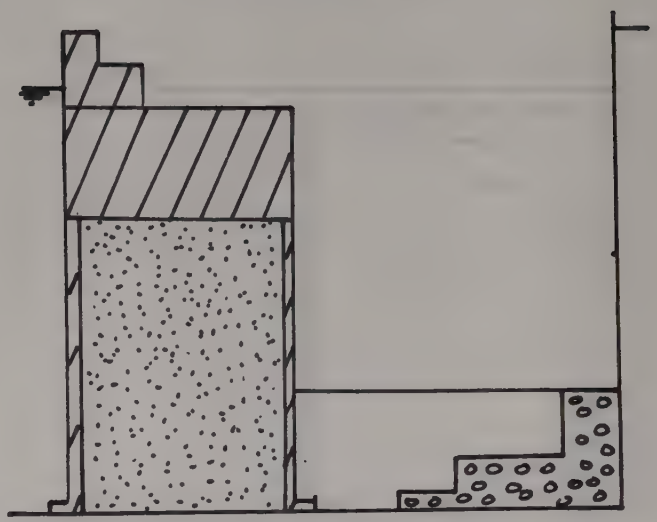
Différents cas de charge

Ech : $\frac{1}{200}$

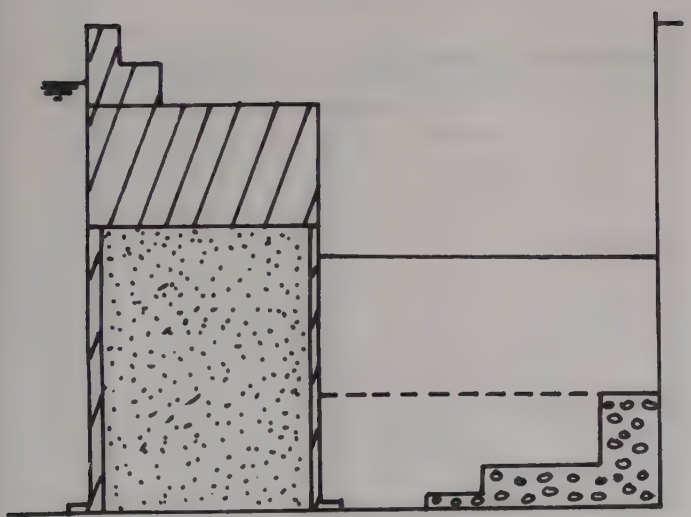
Etat initial



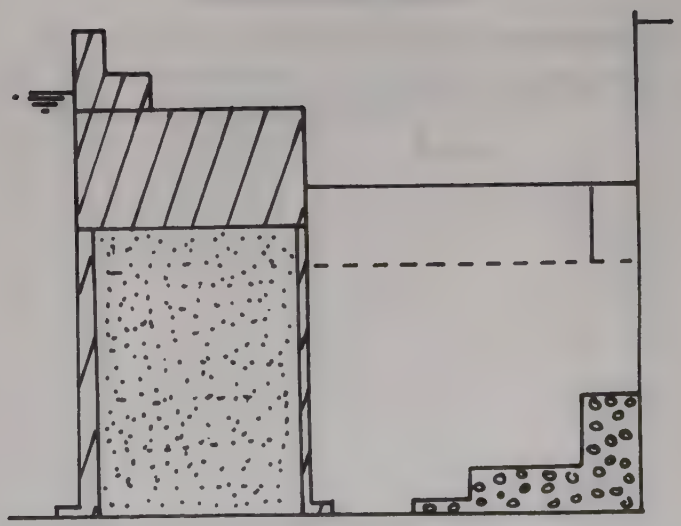
Cas de charge N°1

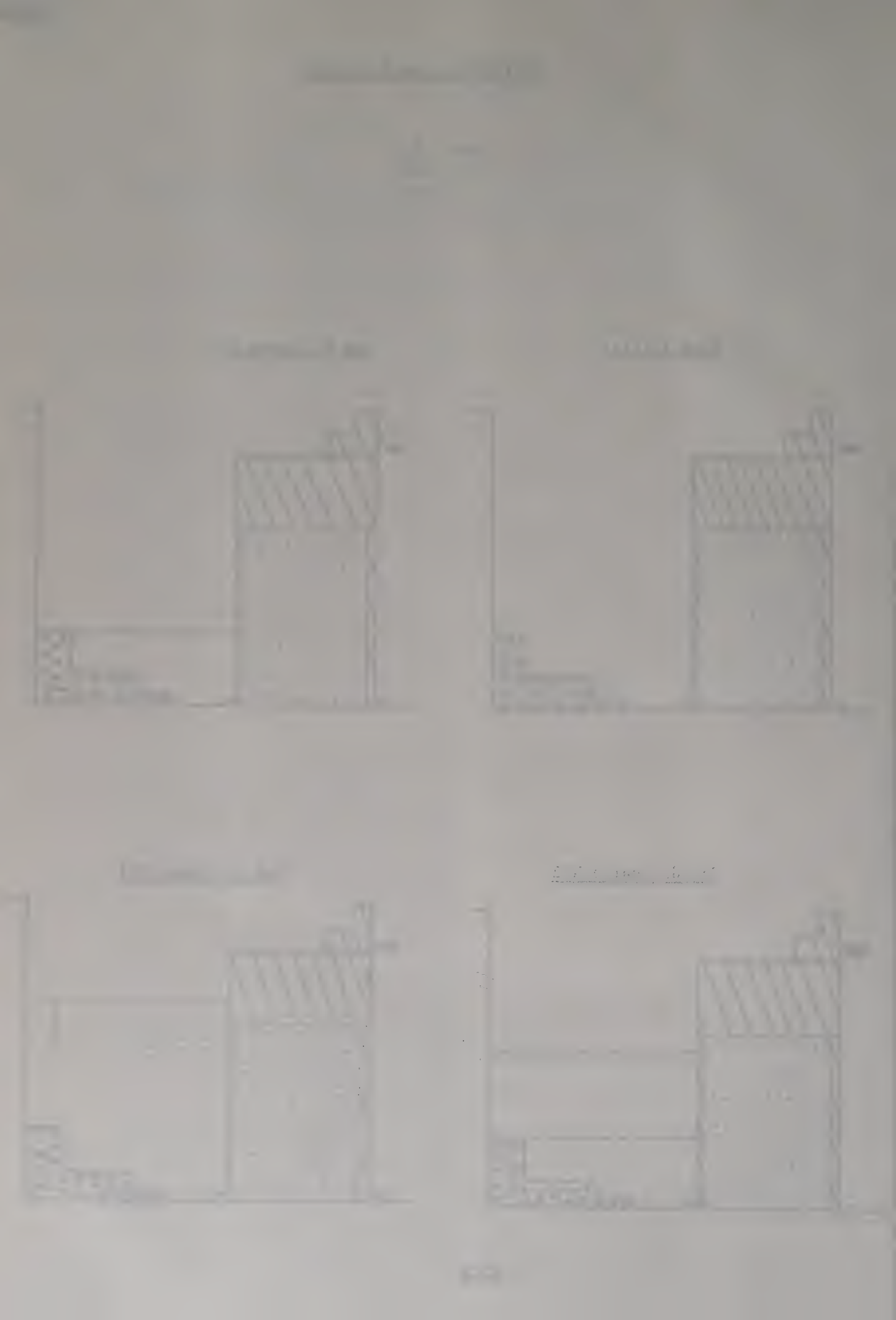


Cas de charge N°2



Cas de charge N°3

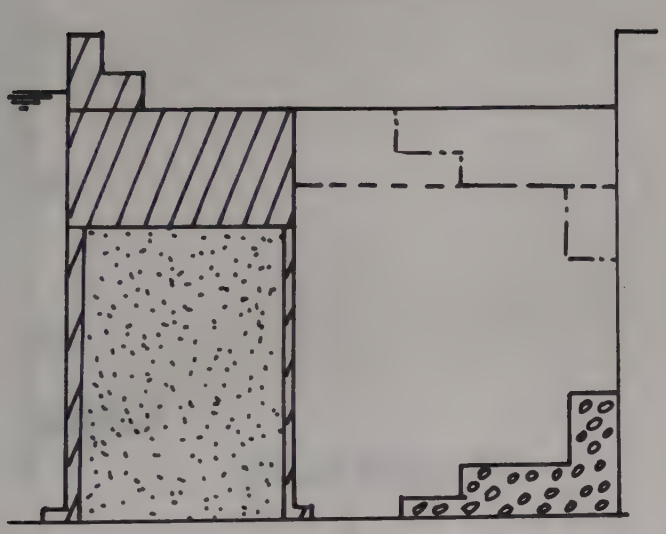




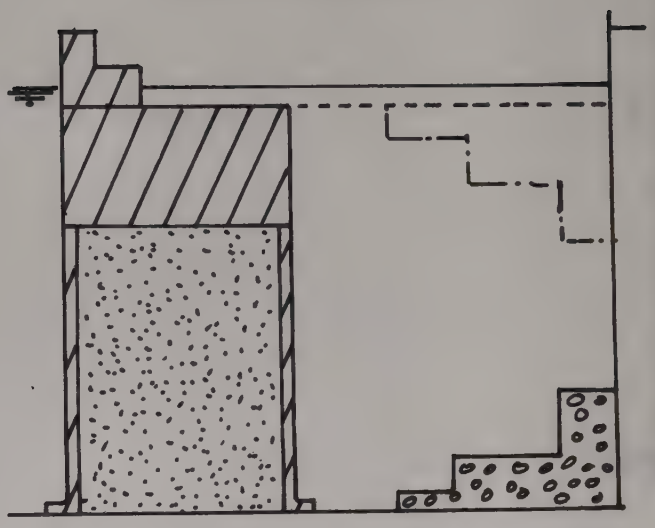
Différents cas de charge (suite)

Ech : $\frac{1}{200}$

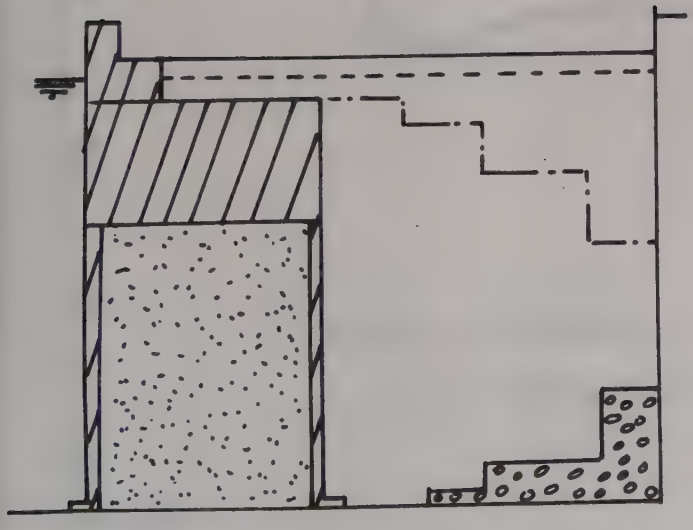
Cas de charge N°4



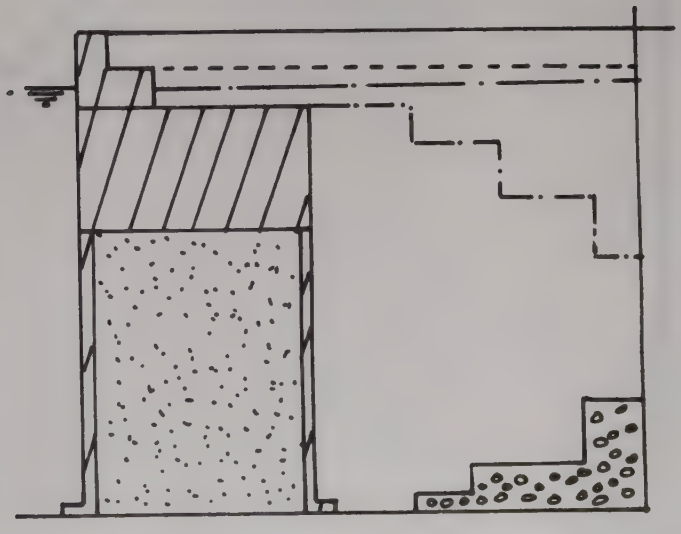
Cas de charge N°5



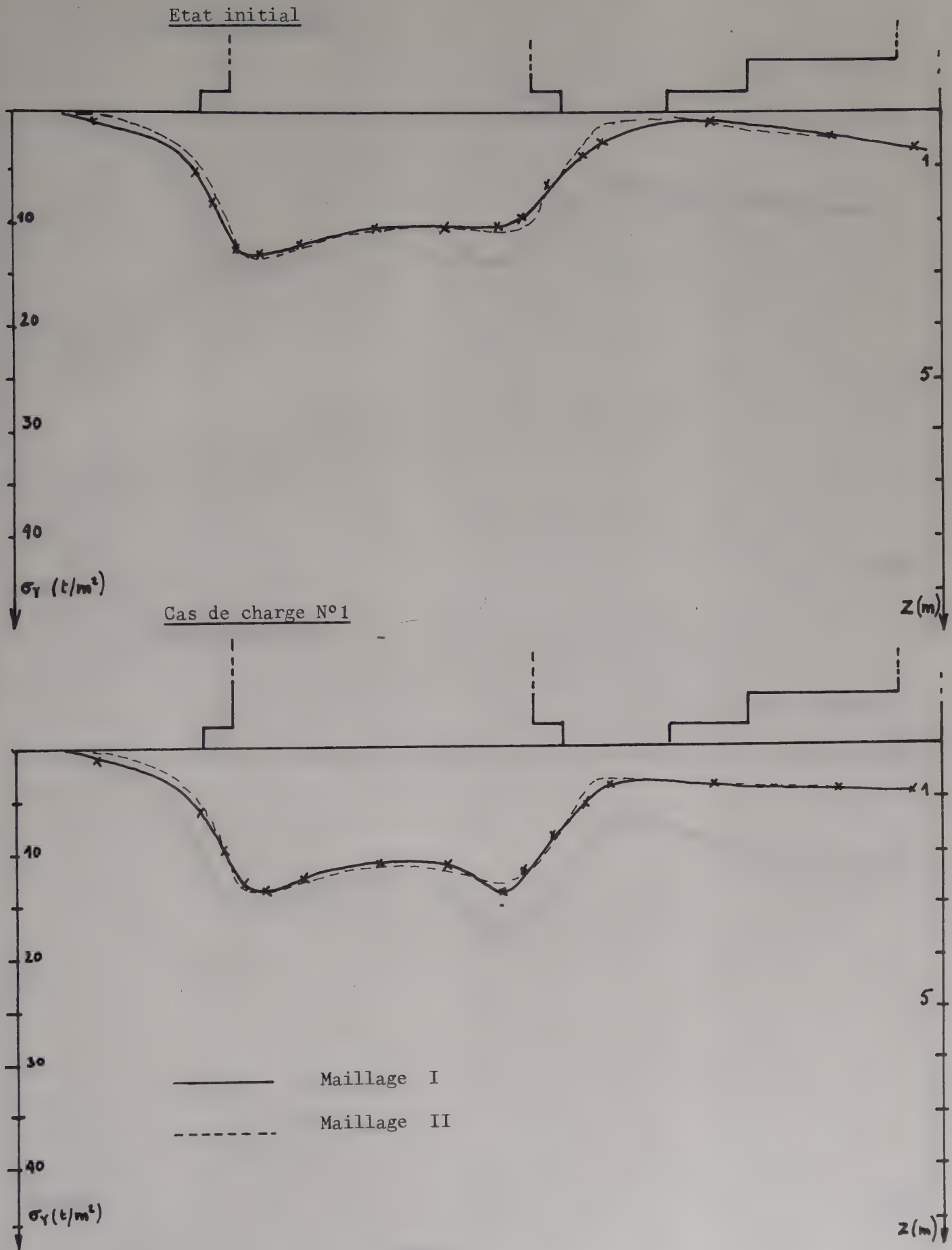
Cas de charge N° 6



Cas de charge N°7

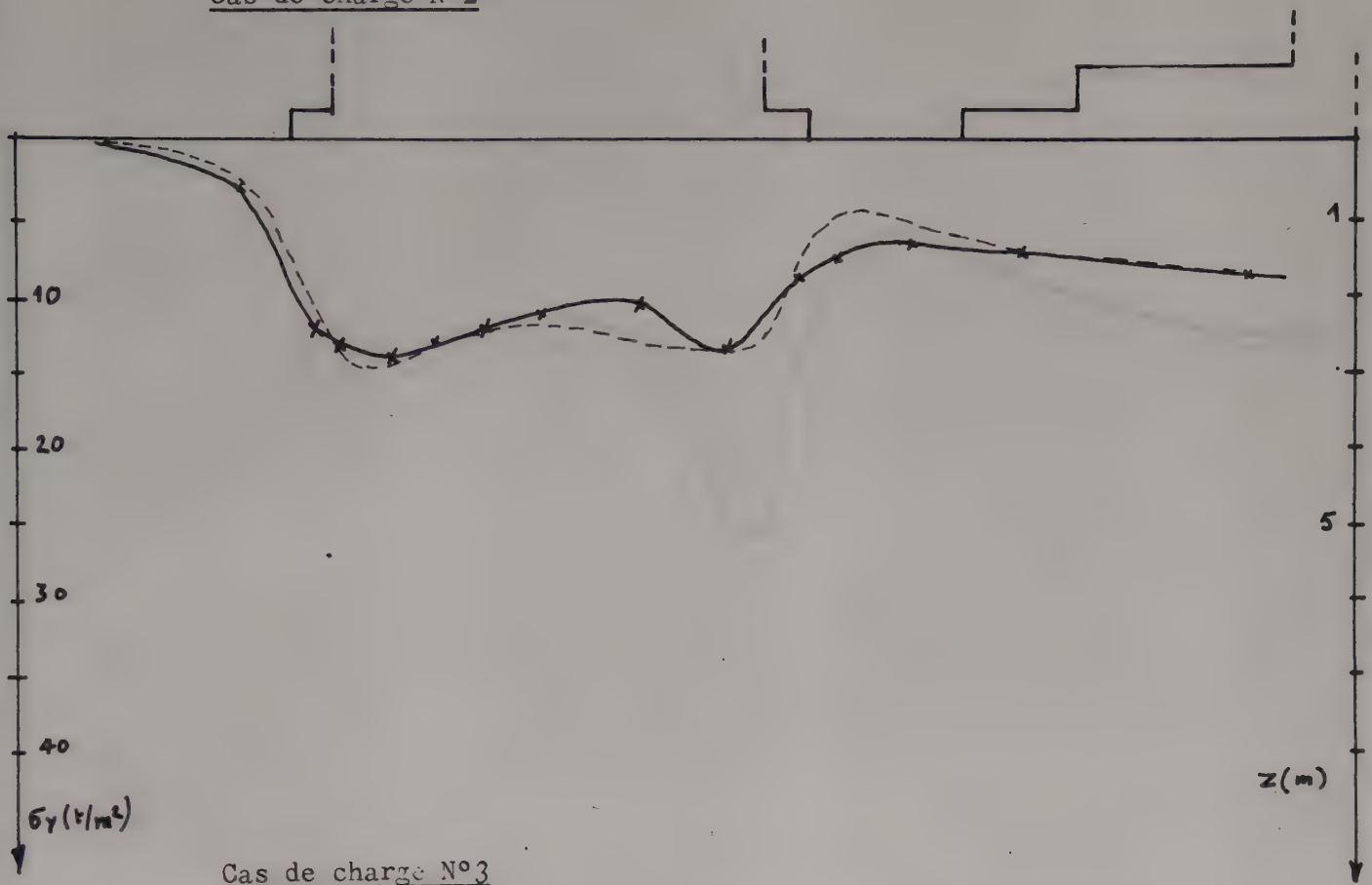


Evolution des contraintes σ_y sous la colonne

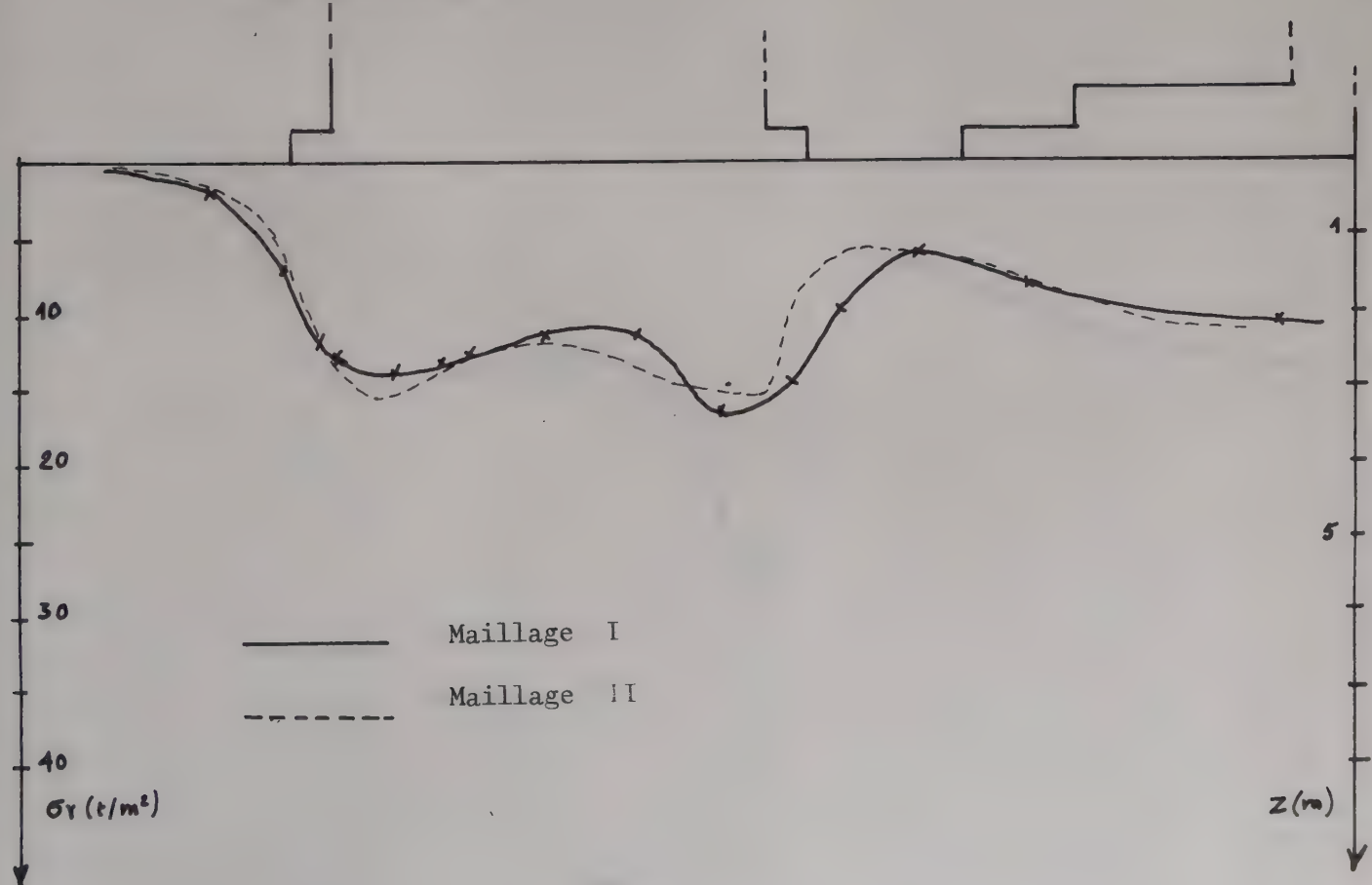


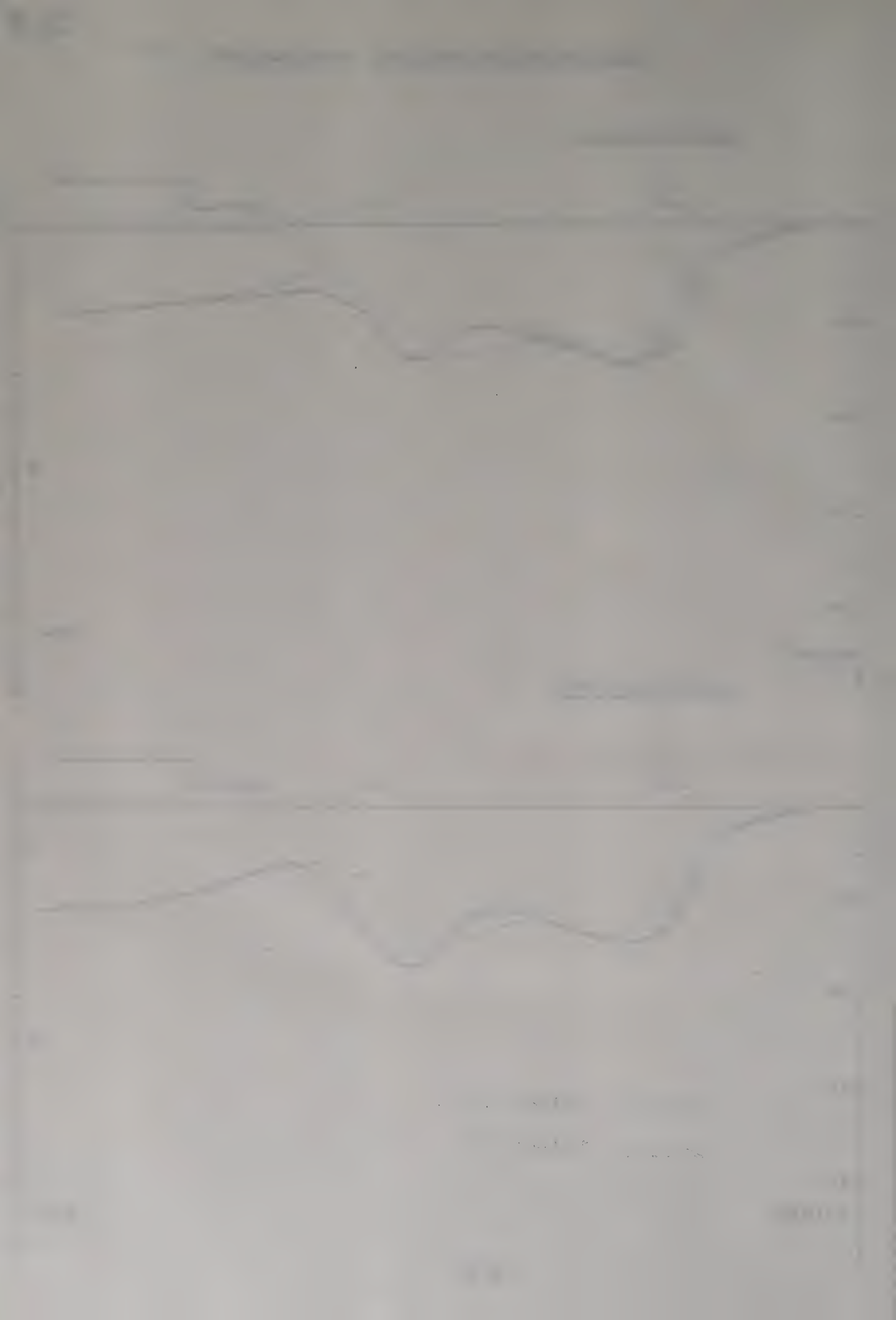
Evolution des contraintes σ_y sous la colonne (suite)

Cas de charge N°2



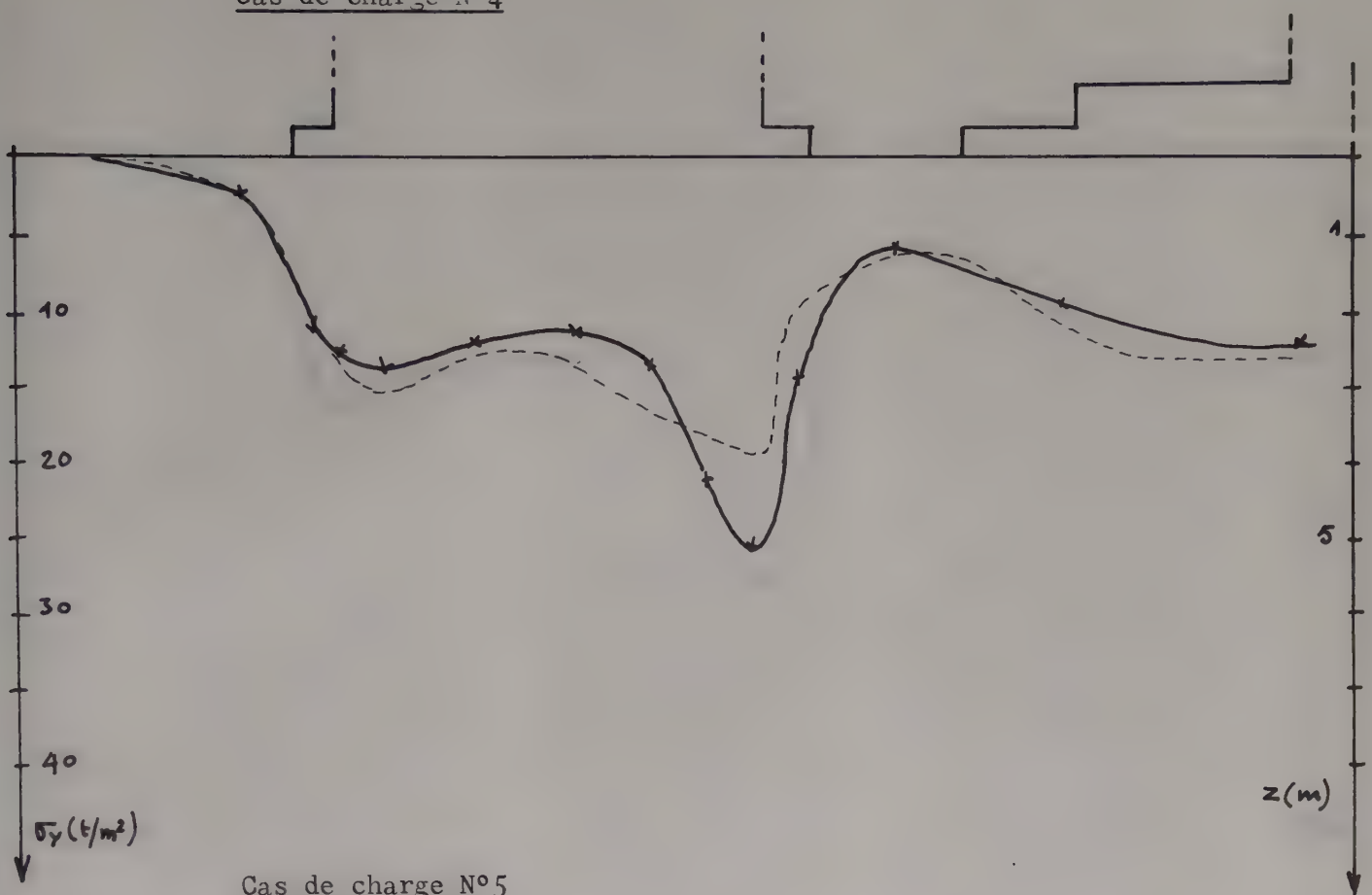
Cas de charge N°3



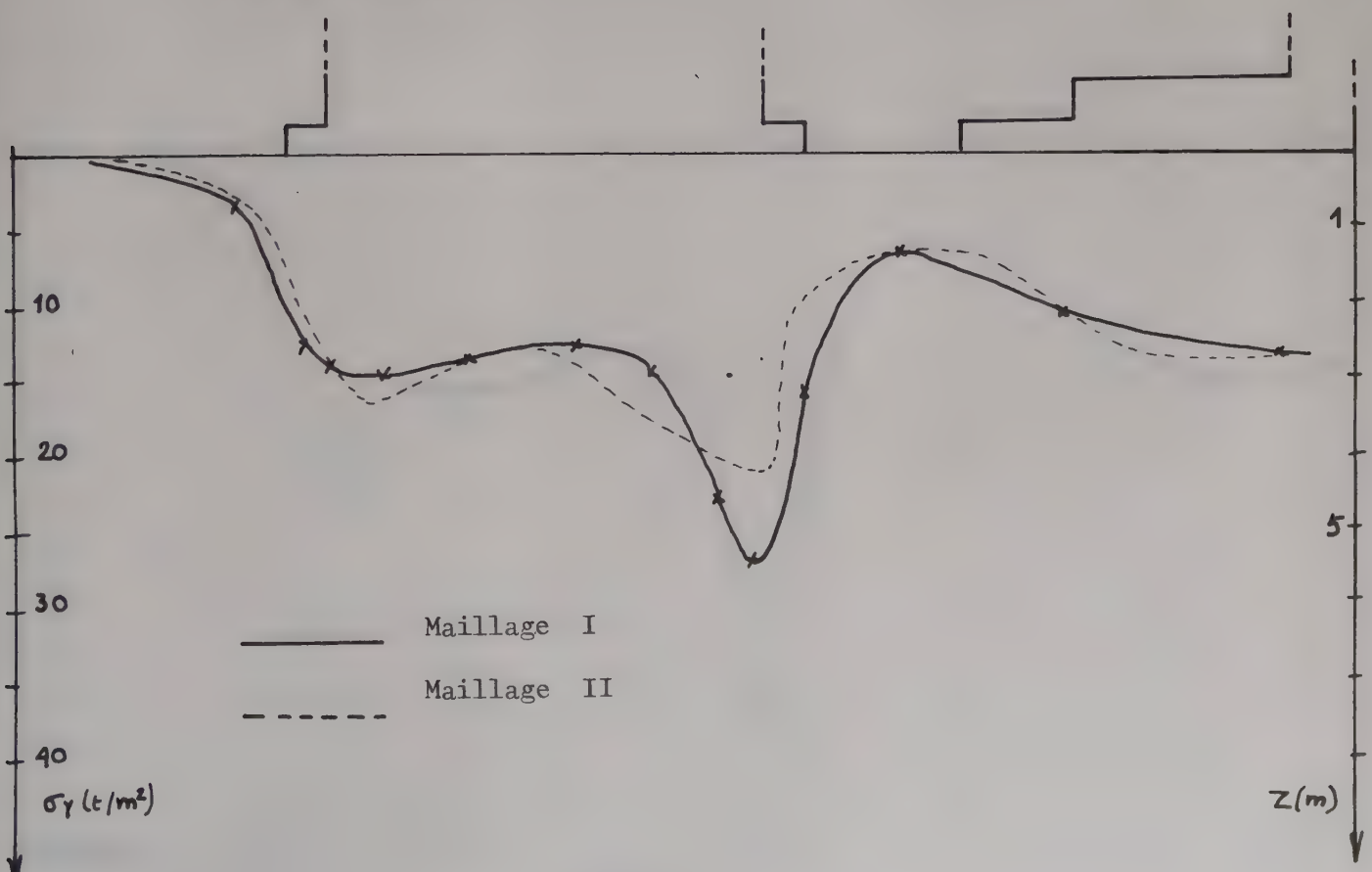


Evolution des contraintes σ_y sous la colonne (suite)

Cas de charge N°4

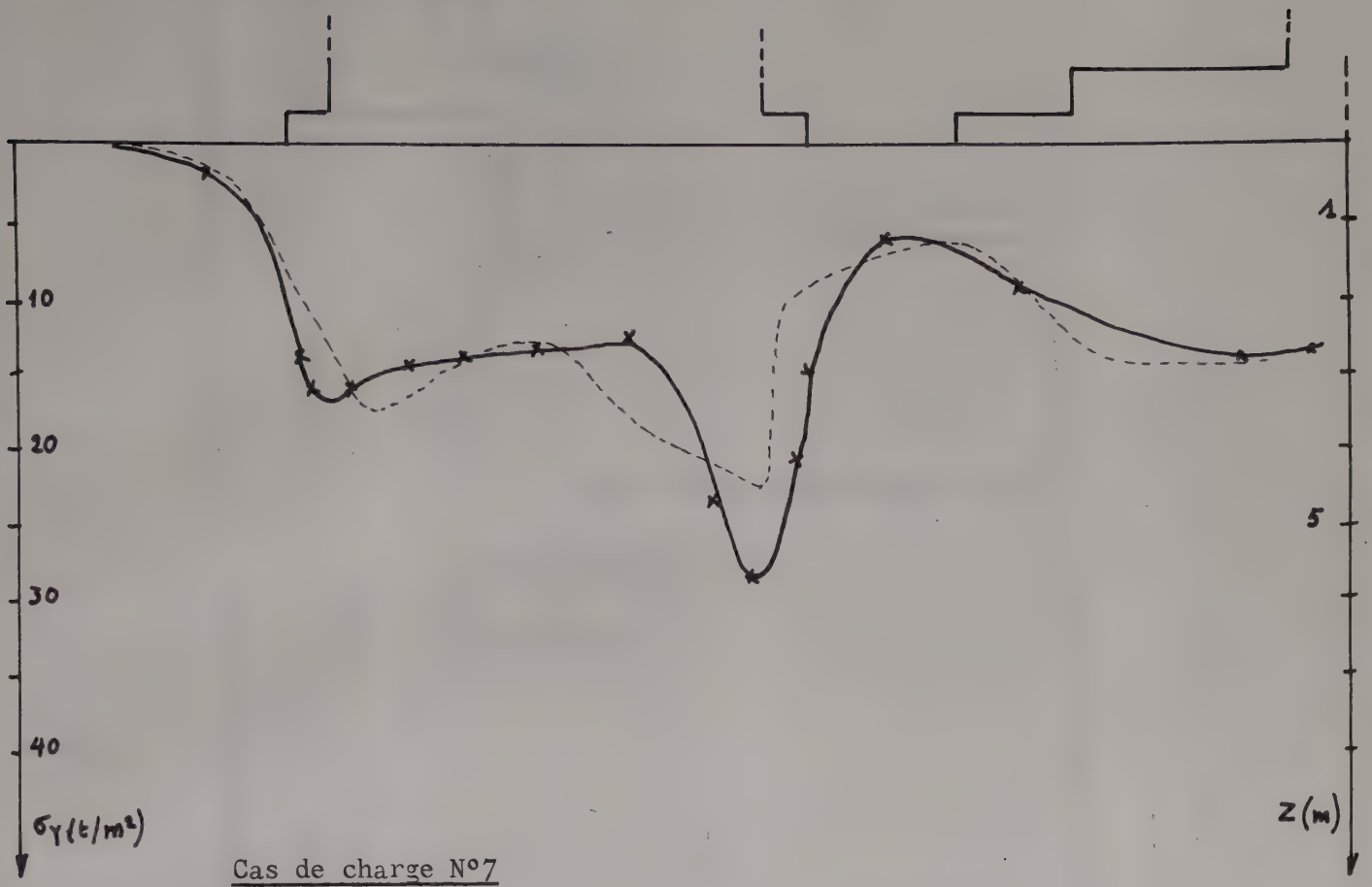


Cas de charge N°5

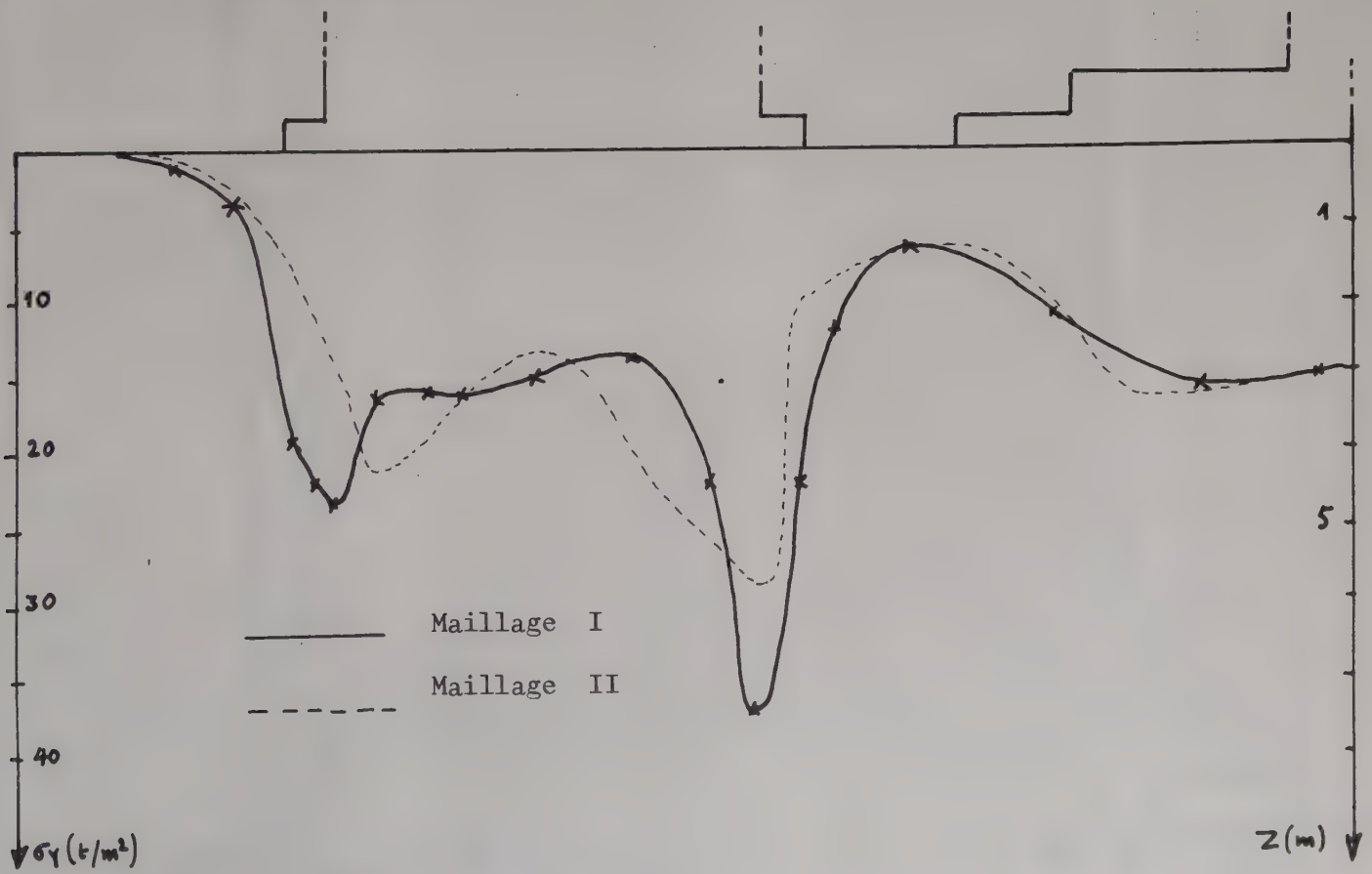


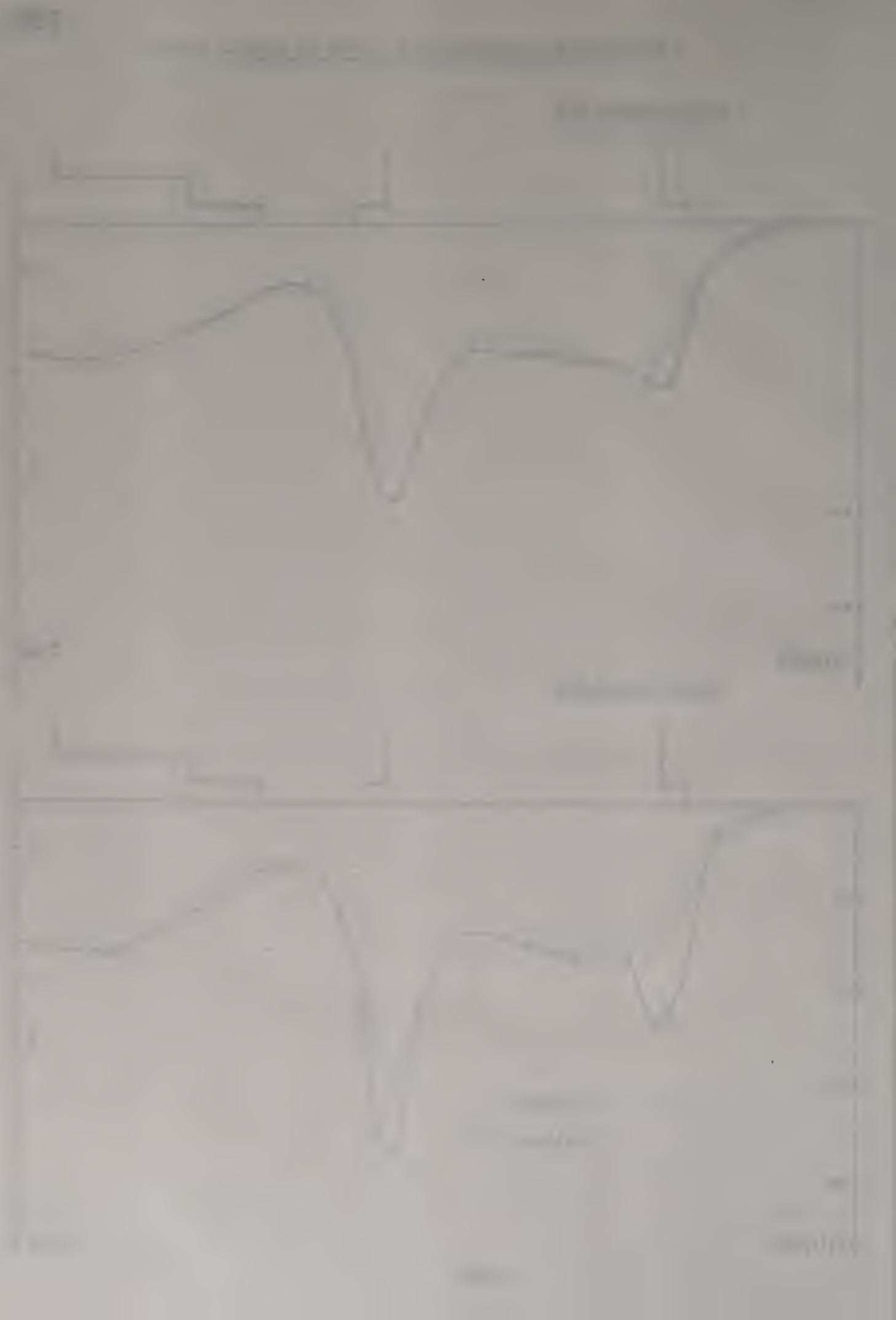
Evolution des contraintes σ_y sous la colonne (suite)

Cas de charge N°6



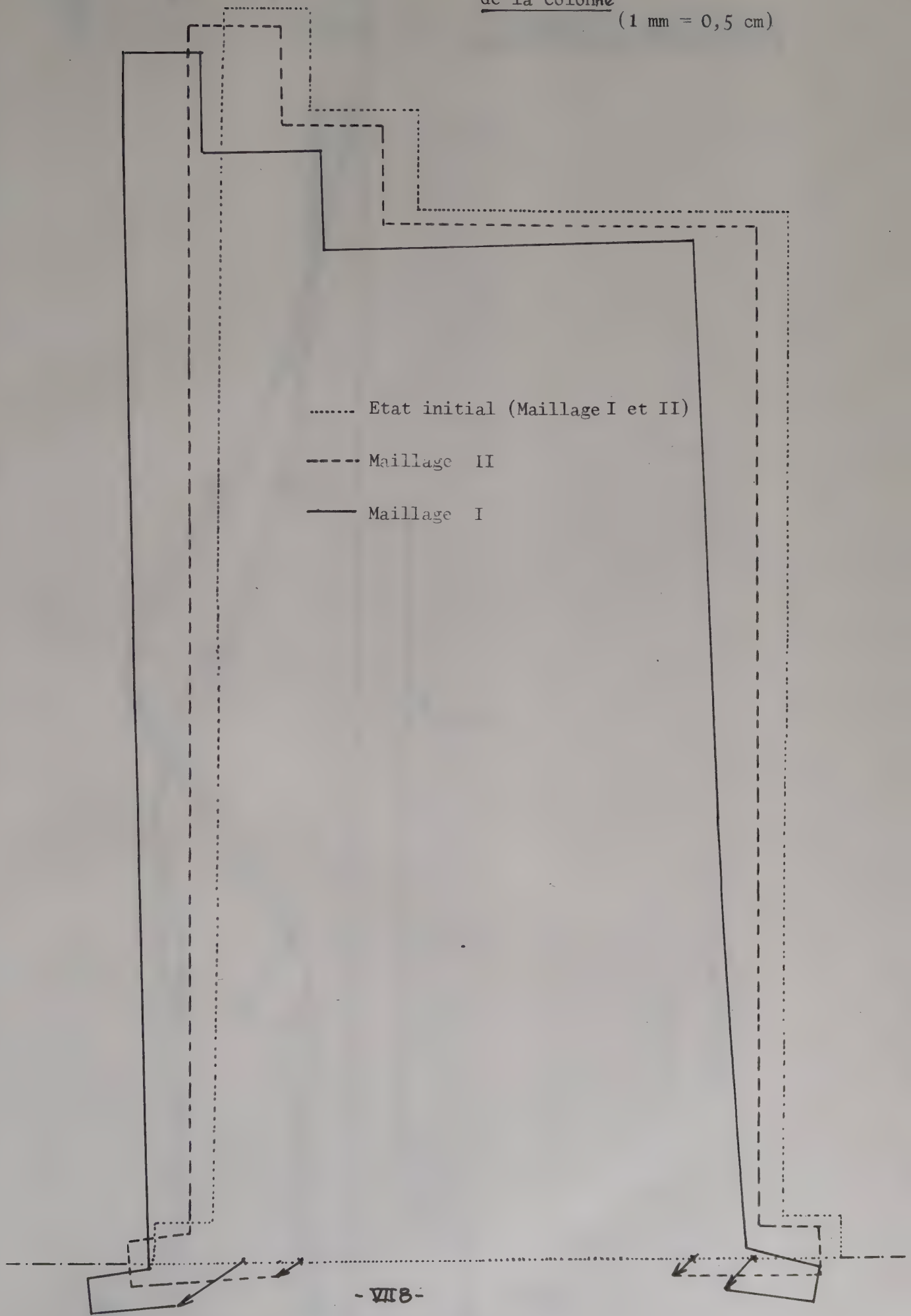
Cas de charge N°7



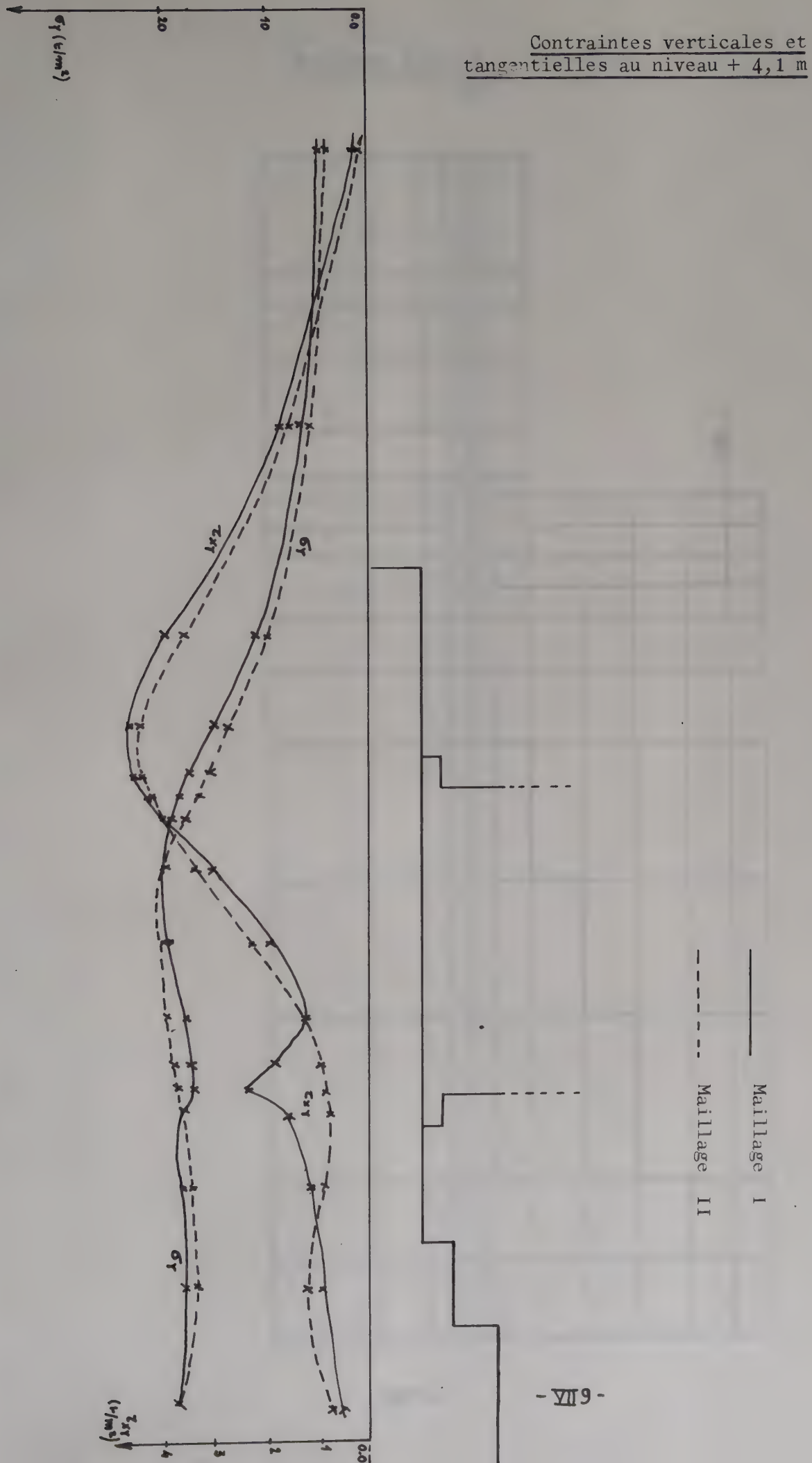


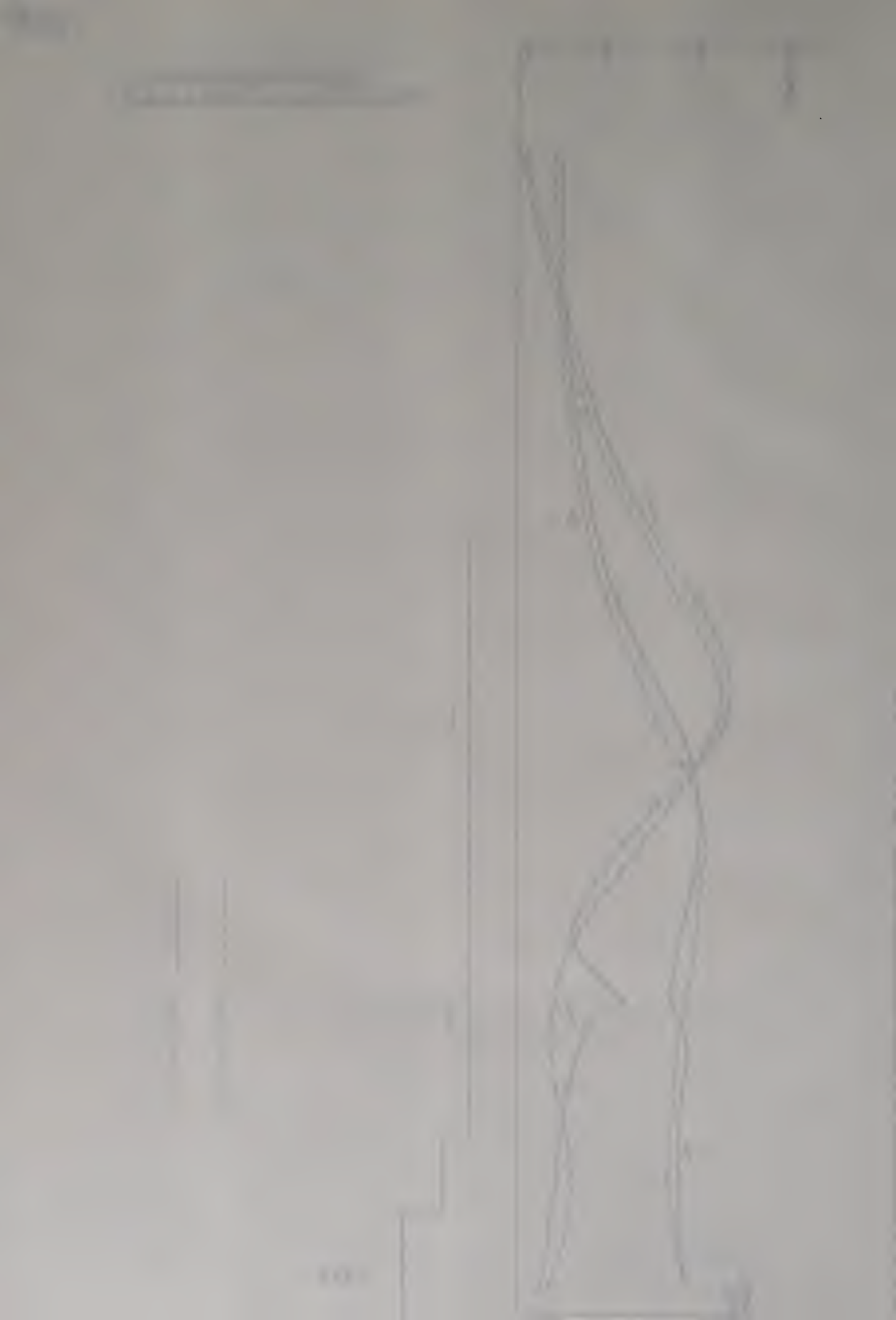
Etat final déplacements
de la colonne

(1 mm = 0,5 cm)

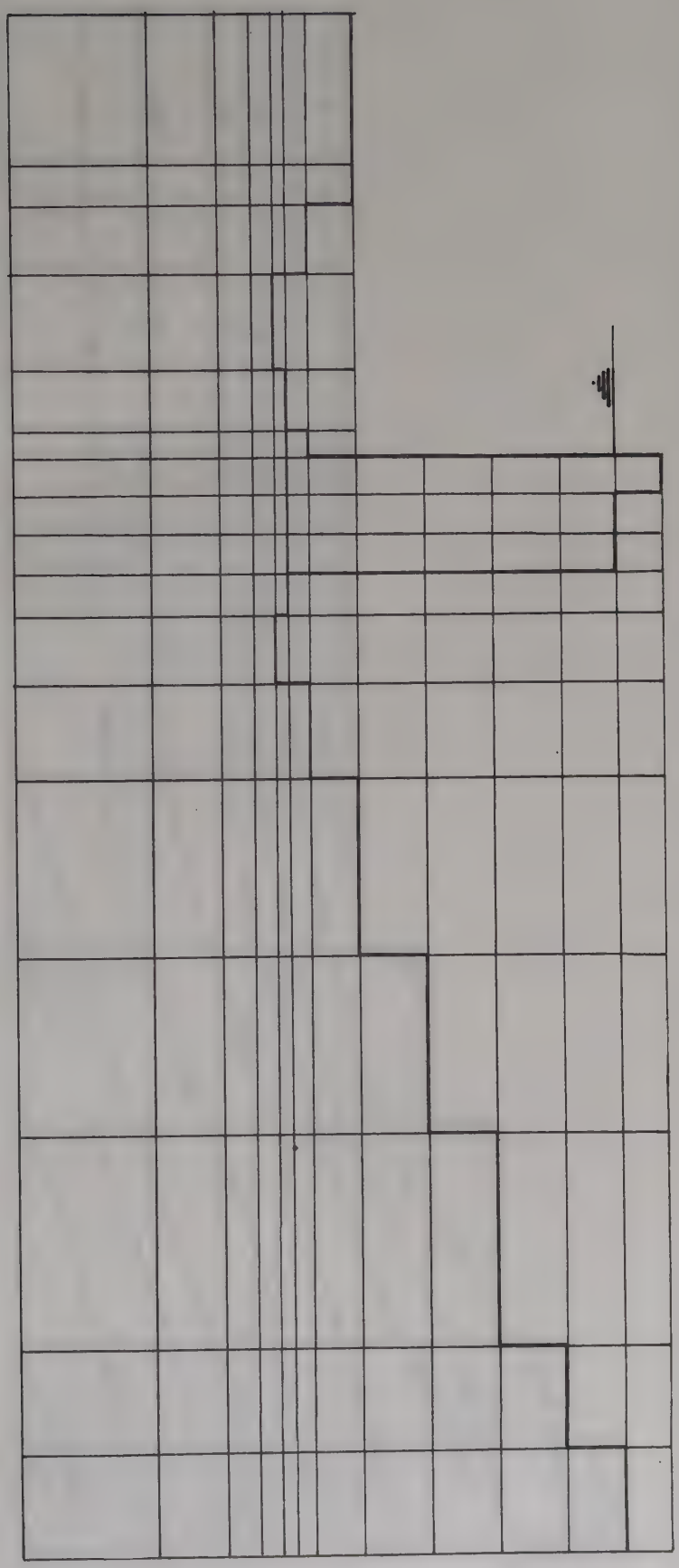


Contraintes verticales et
tangentielles au niveau + 4,1 m



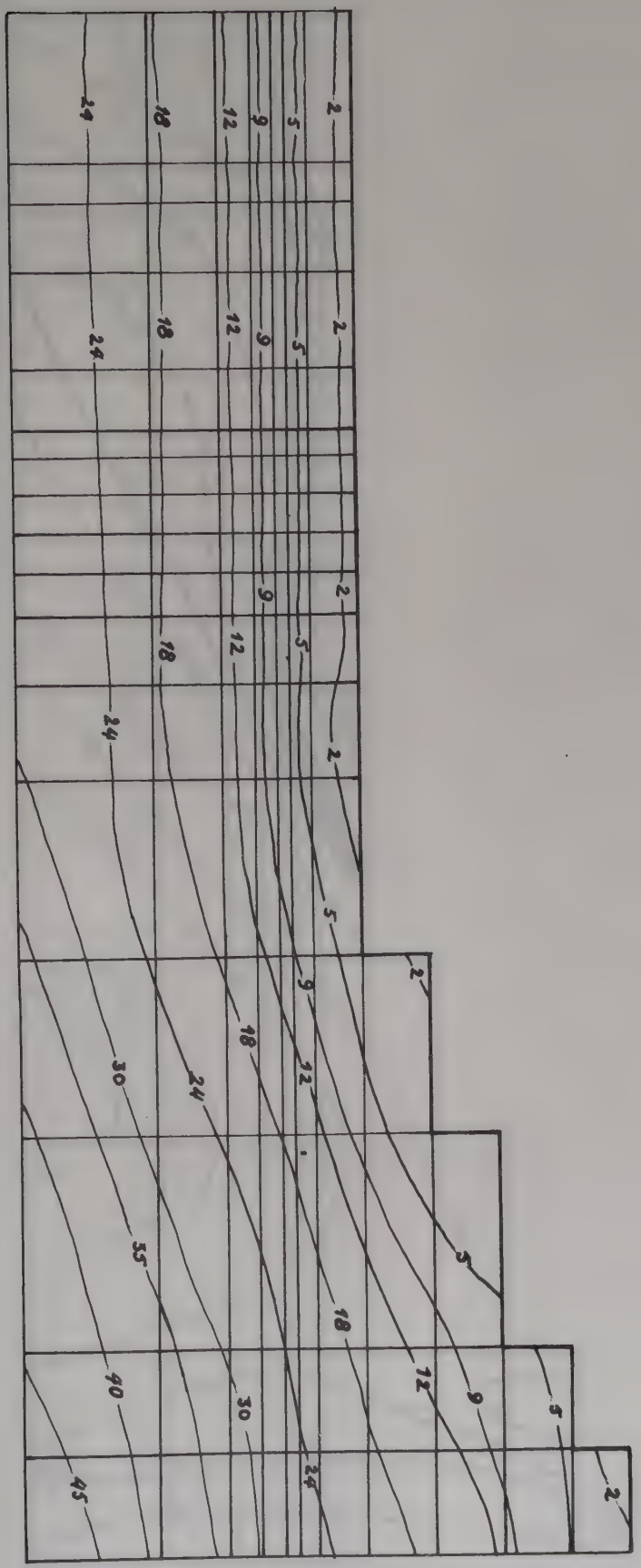


Maillage Ech: $\frac{1}{500}$



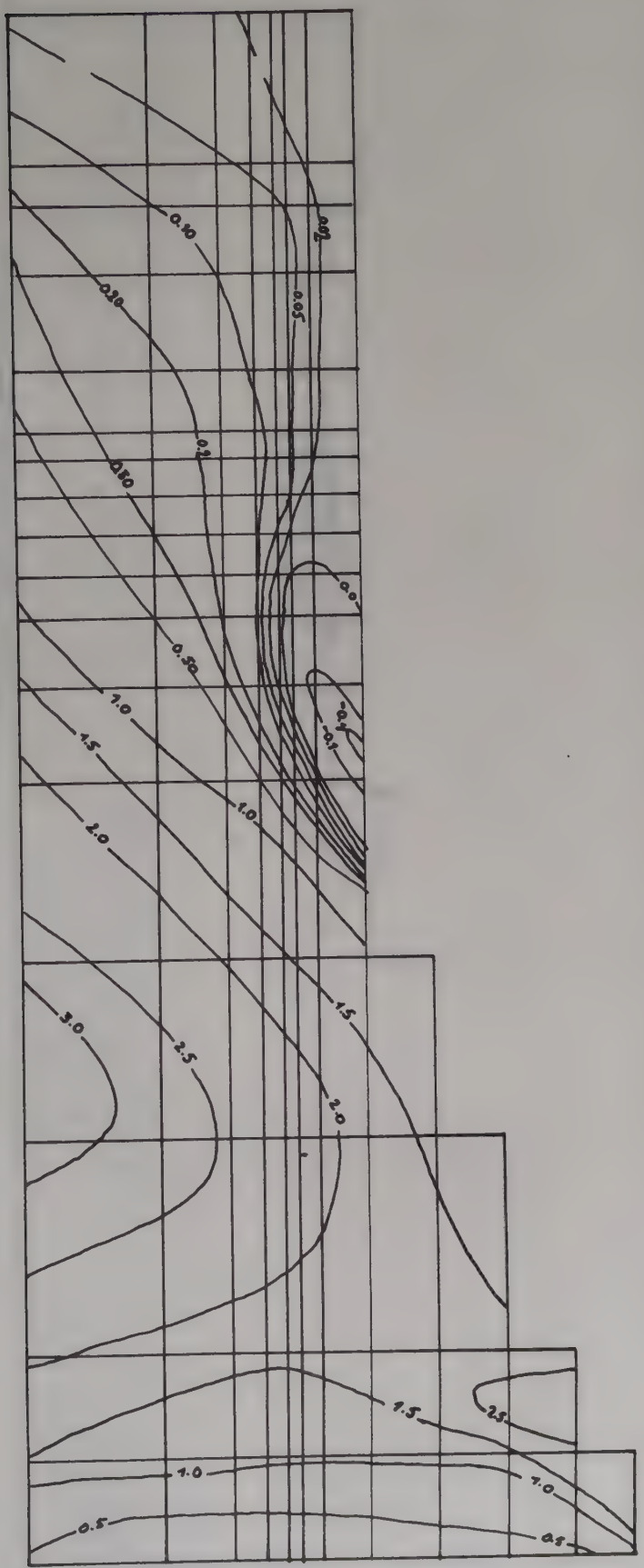
Etat initial

Courbes isocontraintes σ_y (t/m²)



Etat initial

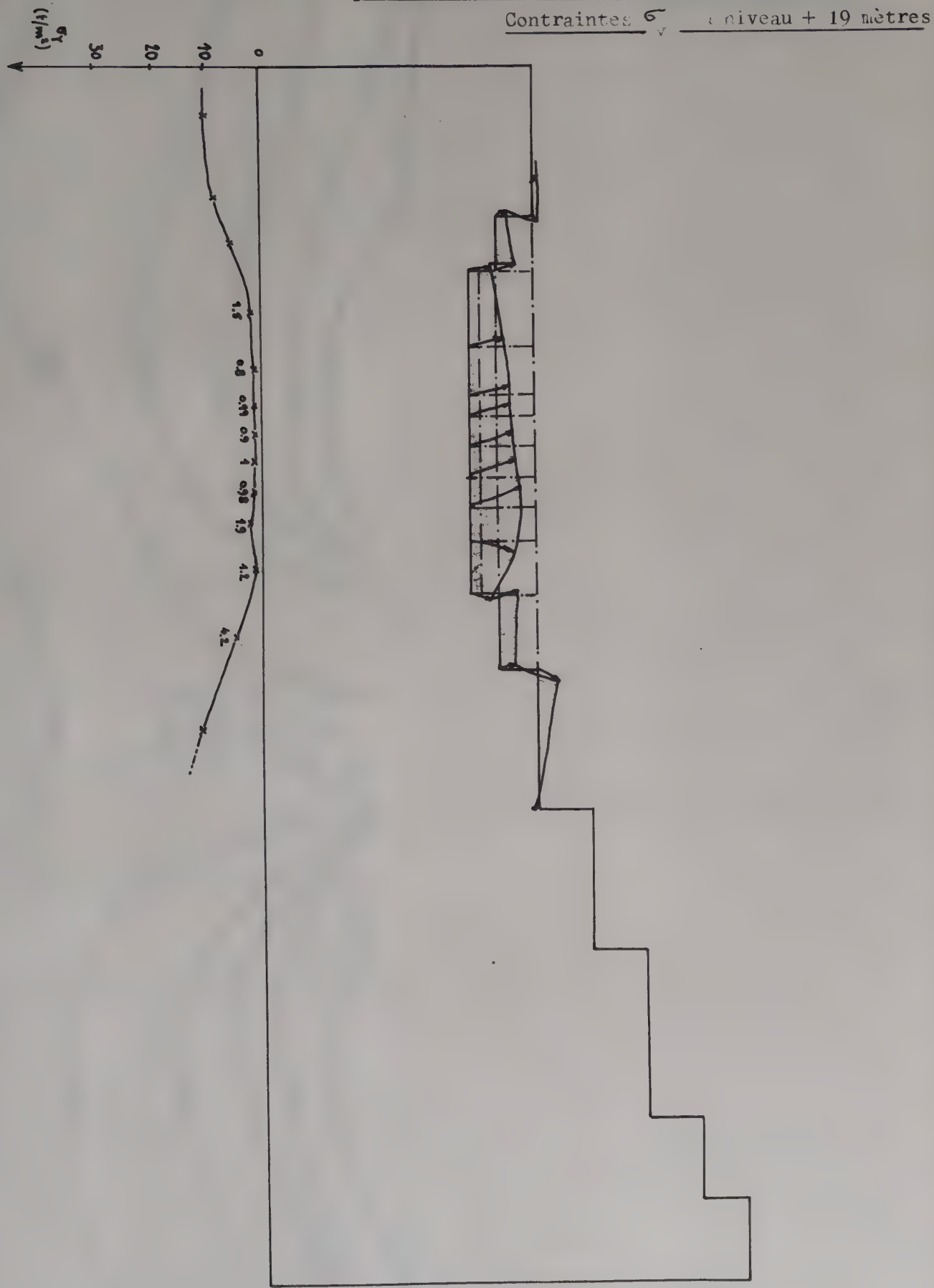
Courbes isocontraintes τ_{xy} (t/m²)

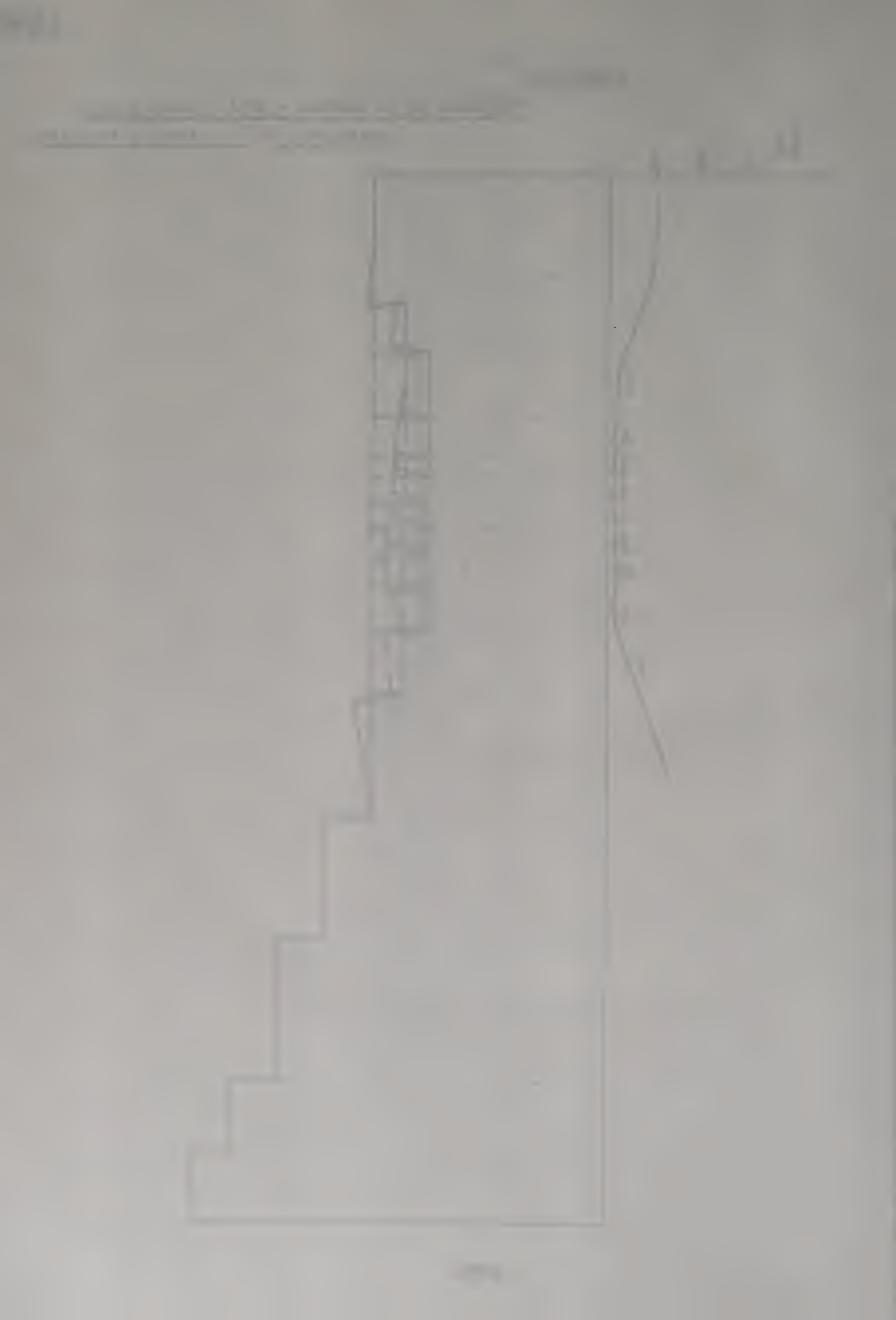


Excavation

Mouvement de la surface - Déplacements x 12,5

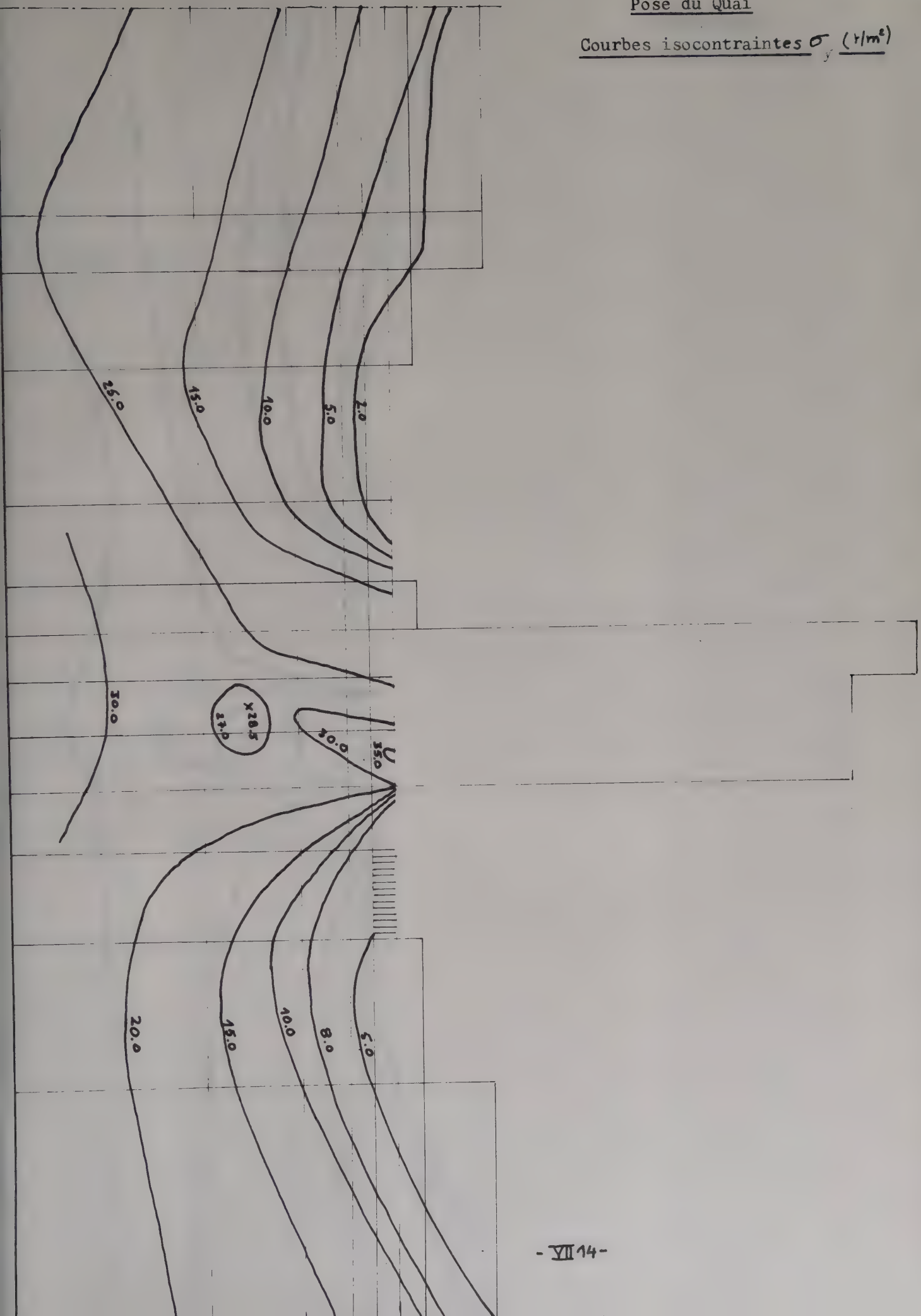
Contraintes σ_v au niveau + 19 mètres





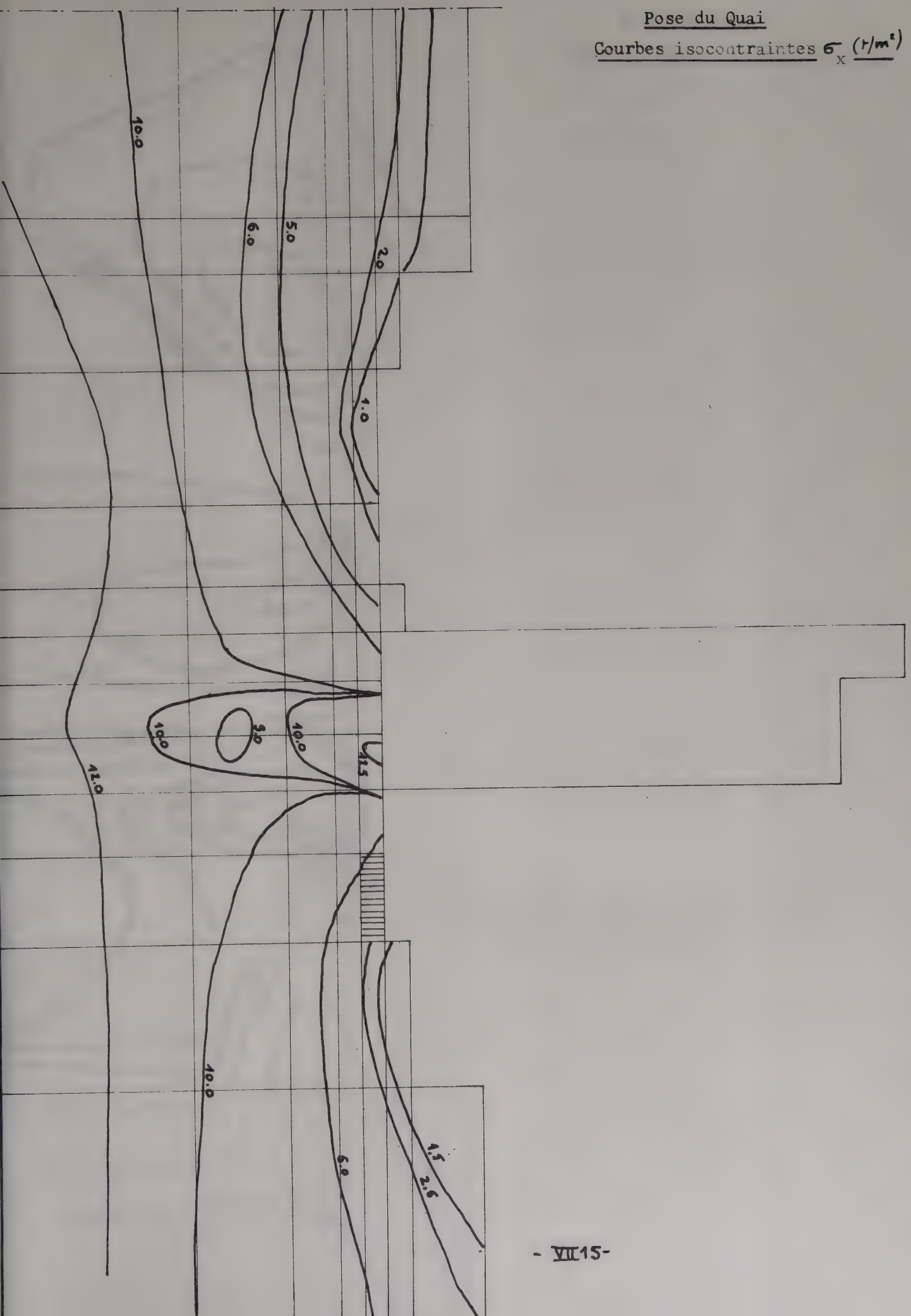
Pose du Quai

Courbes isocontraintes σ_y (t/m²)



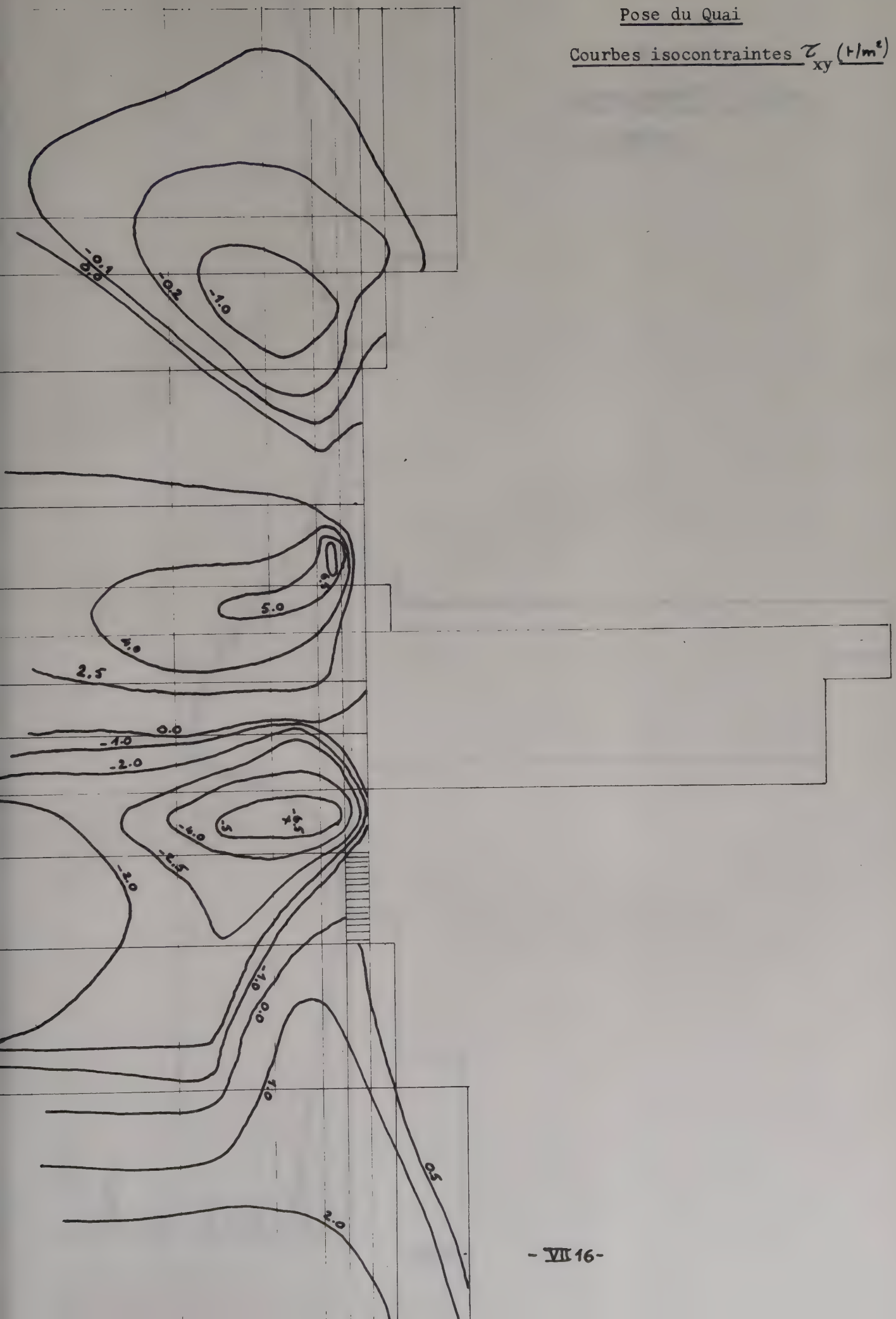
Pose du Quai

Courbes isocontraintes σ_x (t/m²)



Pose du Quai

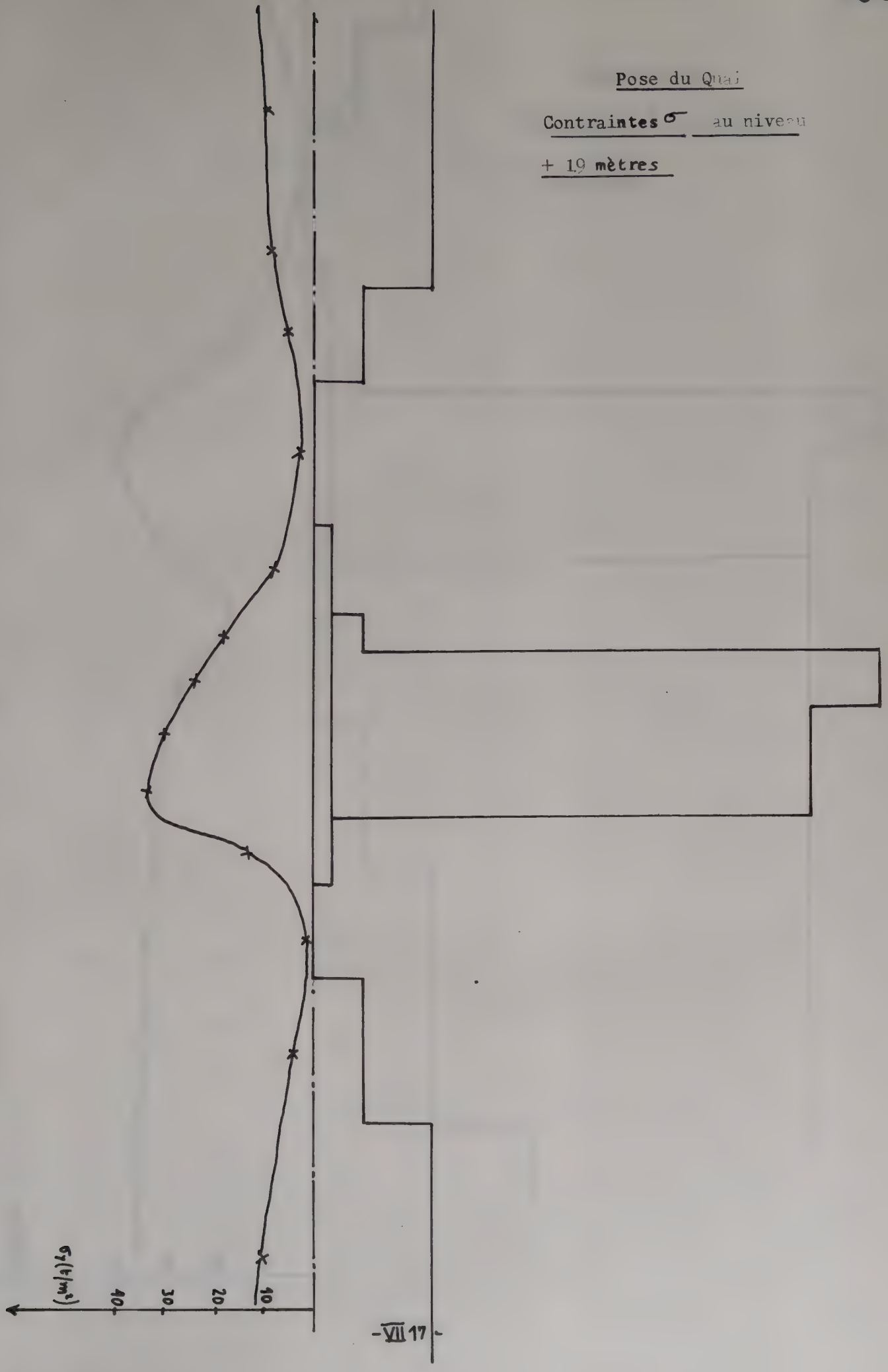
Courbes isocontraintes τ_{xy} (t/m²)



Pose du Quai

Contraintes σ au niveau

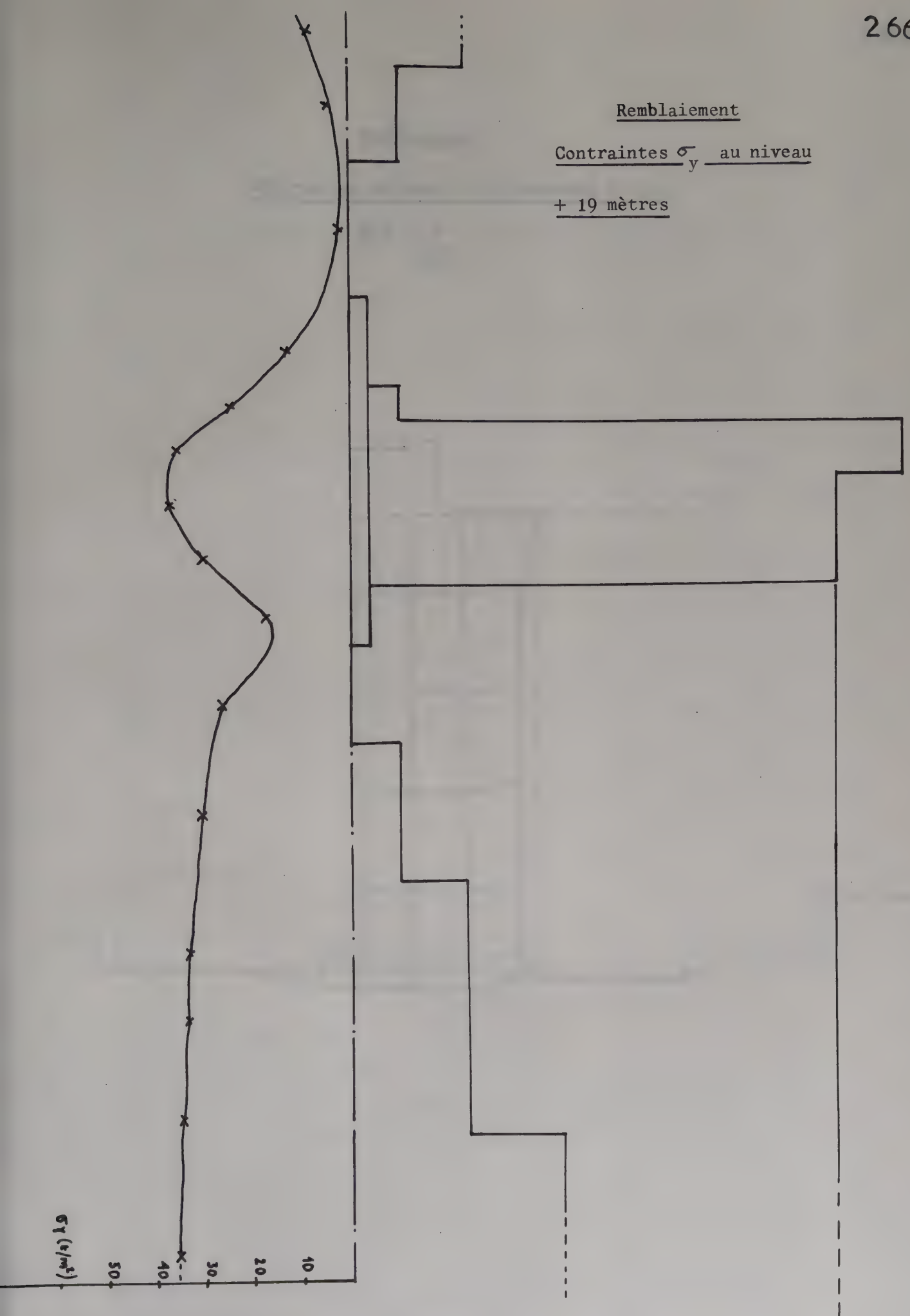
+ 19 mètres



Remblaiement

Contraintes σ_y au niveau

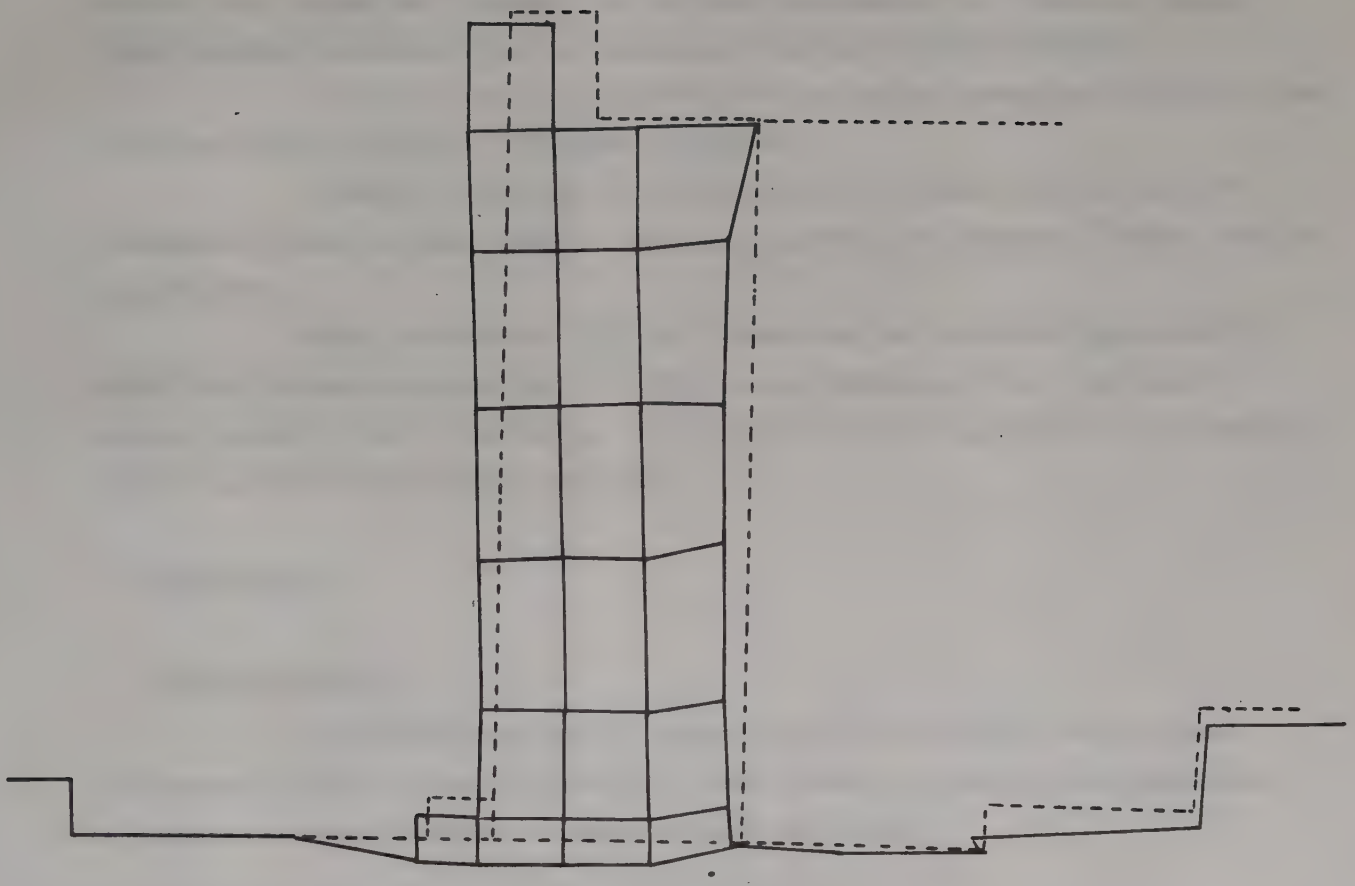
+ 19 mètres



Remblaiement

Déformation du Quai (déplacements X 15)

Ech : $\frac{1}{250}$



CHAPITRE VIII

CONDUITES ET CANALISATIONS ENTERREES CIRCULAIRES

Le problème du calcul des tuyaux souterrains présente une certaine complexité à plus d'un titre.

- Tout d'abord du fait que les efforts agissant sur un tuyau en service sont assez mal connus, car relevant notamment des théories encore insuffisamment précisées par la mécanique des sols traditionnelle.

- Ensuite par le caractère plus ou moins dynamique des effets de certaines sollicitations : charges roulantes.

- Enfin, parce que la déformation d'un tuyau met en jeu des phénomènes hyperstatiques dont il convient parfois de pousser l'étude jusqu'au second ordre.

Dans le chapitre VIII qui constitue une première approche du calcul des tuyaux enterrés par la méthode des éléments finis nous nous sommes bornés à voir l'influence tout d'abord, de la rigidité de la conduite, ensuite de son mode de mise en place.

A - GENERALITES

I - Classification :

La classification des tuyaux est faite suivant des critères différents à savoir leur utilisation, leur forme, la qualité des matériaux, le mode de construction et le mode de mise en place.

II - Charges-Expériences :

Les expériences ont été faites sur quelques cas particuliers et en nombre limité. Nous en donnerons les principaux résultats et nous renvoyons le lecteur aux ouvrages de LEONARDS (ref 21) et GUERIN (ref 17).

1) Essais de CURRAL.

Les essais de CURRAL (1) ont montré que la valeur de la pression à la clé de la conduite souterraine était égale à $p = K.\gamma.H$ avec γ la masse

(1) *Minutes of Proceeding of the Institution of Civil Engineers, vol CXCII.*

volumique des remblais au dessus de la conduite, H la hauteur des remblais au dessus de la conduite, hauteur des remblais mesurée à partir de la génératrice supérieure du tuyau et K le rapport de la charge réellement supportée au poids des terres surmontant la canalisation.

2) Essais de AMES.

Ces essais ont intéressés les conduites très rigides, rigides, semi-rigides, et flexibles (ou souples).

a) Mesure directe de la charge supportée par la conduite.

- Remblais indéfinis dans tous les sens.

H varie de 0 à 5 m pour des conduites de diamètre D variant de 0,61 à 1,07 m.

Au début de la mise en charge $K \simeq 1,50$

Après stabilisation K varie de 1,75 à 2.

- Pose en tranchées.

. H prend les valeurs 5 et 8 m

Pour B/D très peu supérieur à 1, $K < 1$ (B largeur de la tranchée, D diamètre extérieur de la conduite).

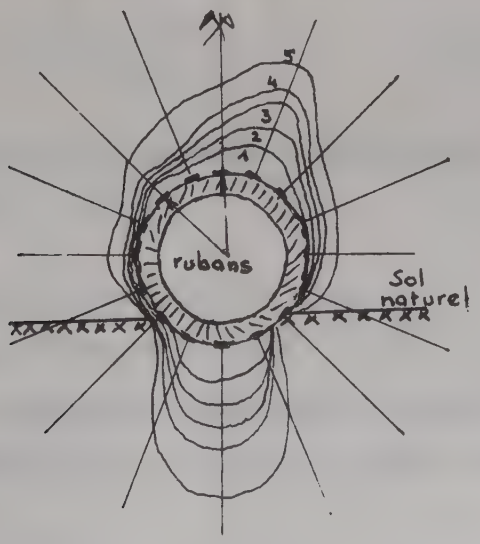
. Pour H donnée K croît avec B rapidement d'abord pour se stabiliser ensuite à partir d'une certaine valeur de B.

. A partir d'une certaine largeur de tranchée, tout se passe comme si le remblai était indéfini.

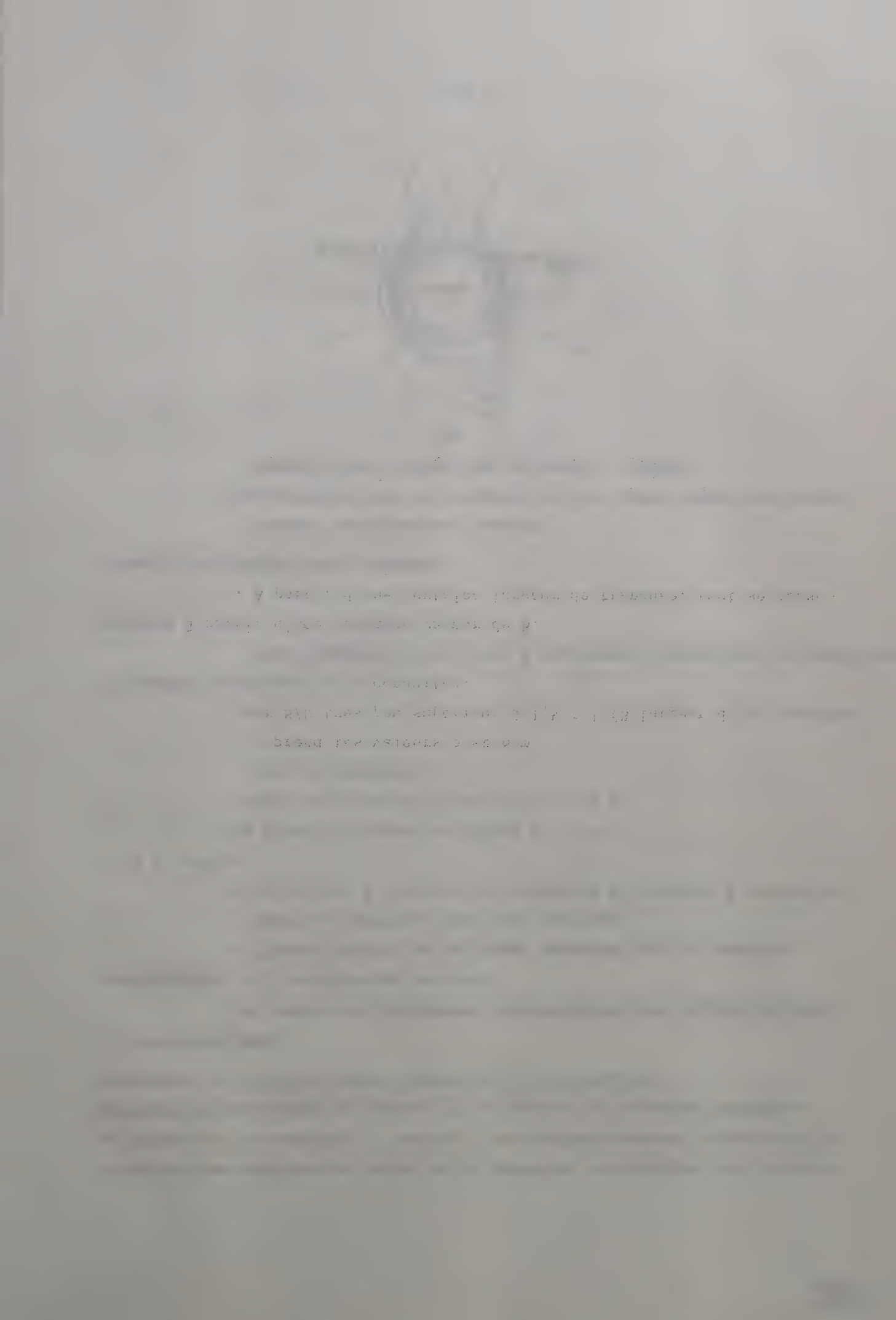
b) Mesure des pressions locales.

Les pressions ont été mesurées sur les parois mêmes des tuyaux

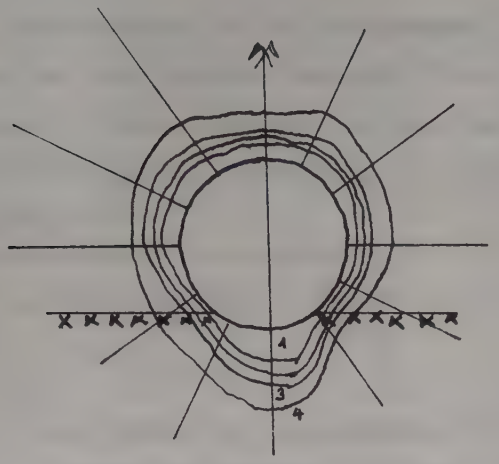
- Conduite très rigide dans un remblai indéfini.



VIII a



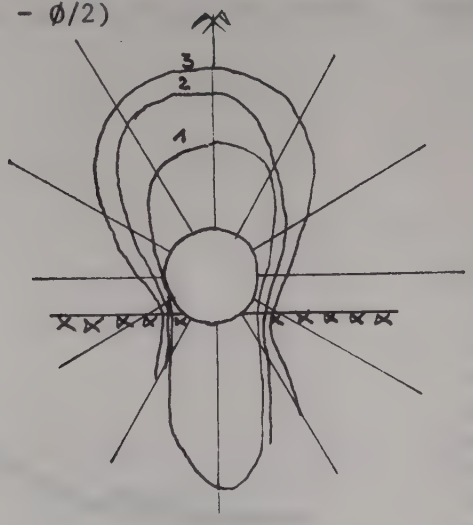
- Conduite flexible dans un remblai indéfini.



VIII b

- Conduite très rigide en tranchée.

Au niveau du diamètre horizontal on retrouve le coefficient de poussée : $tg^2 (\pi/4 - \phi/2)$



VIII c

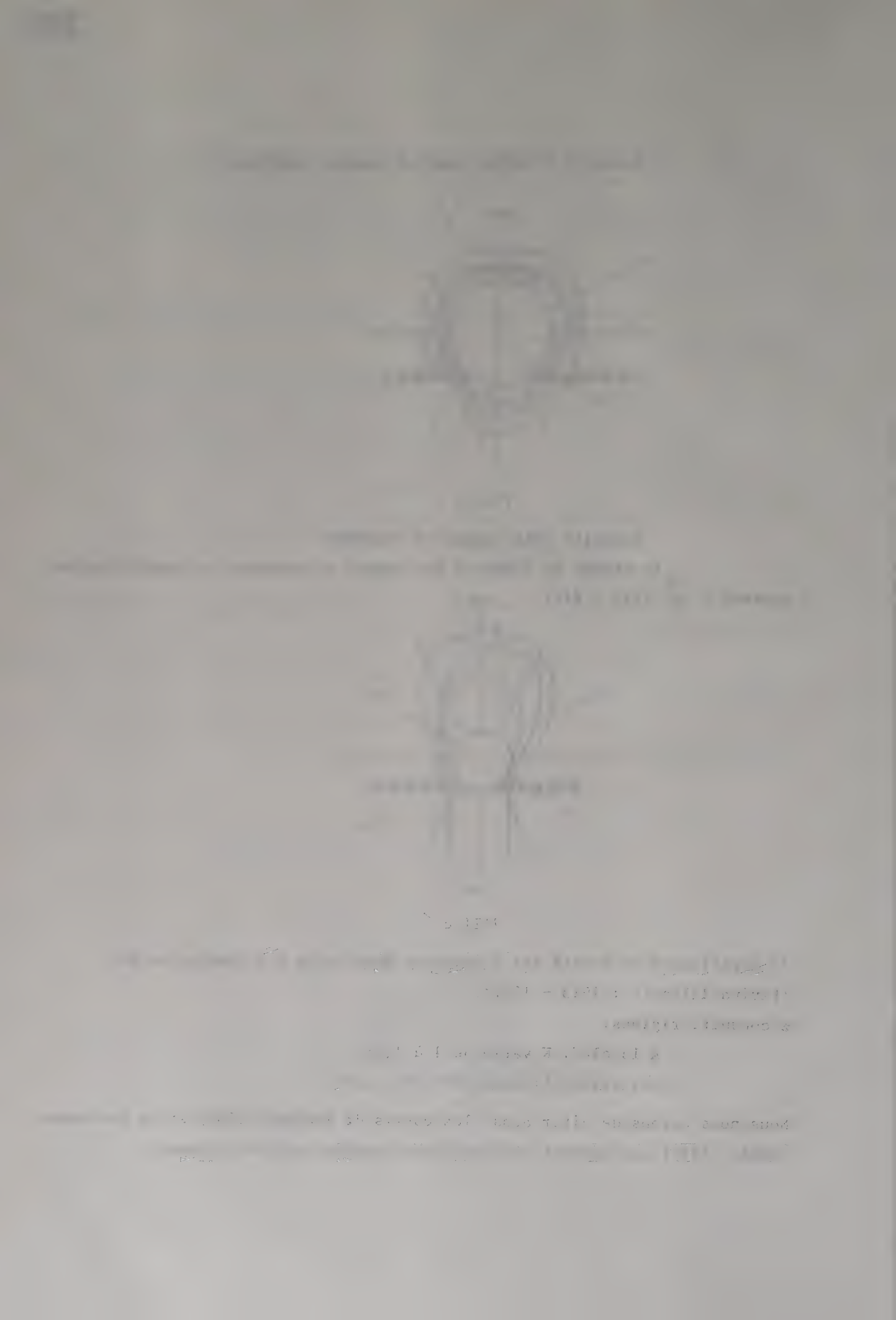
3) Expériences du comité des ingénieurs américains des chemins de fer. (Favina-Illinois : 1923 - 1927).

* conduite rigides.

A la clef. K varie de 1 à 1,58

Aux reins. K vaire de 0,38 à 0,46

Nous nous devons de citer aussi les essais de WOELLMY (1937) et du Professeur KOGLER (1936) qui donnent des résultats du même ordre de grandeur.



III - Théories :

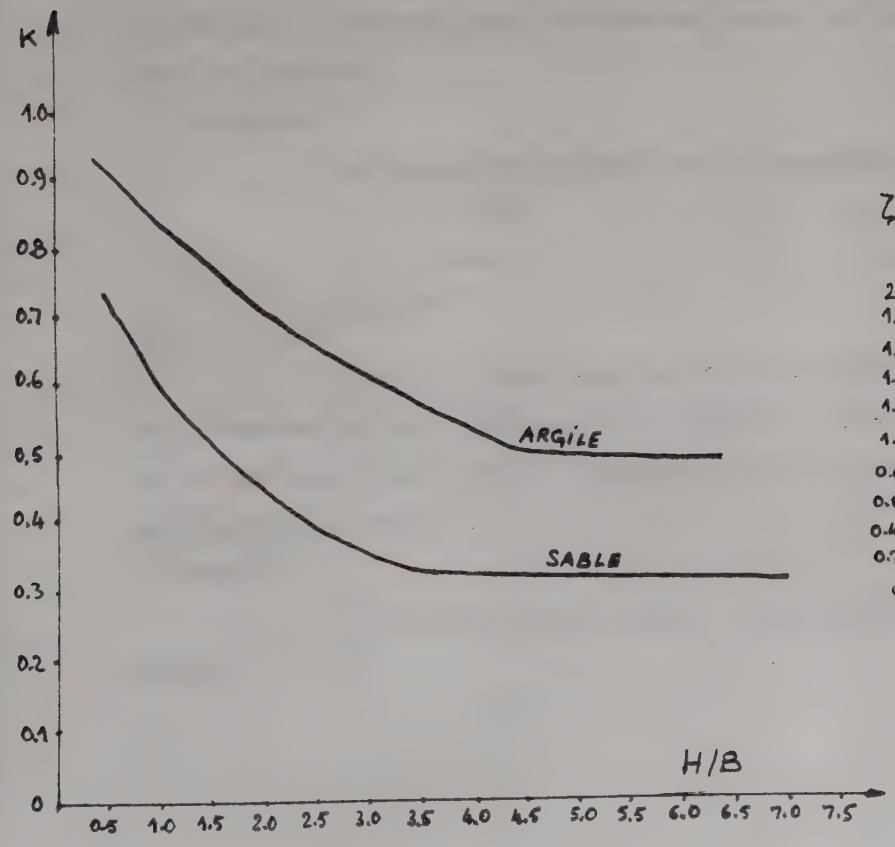
Les théories du Dr STOLZENBURG, du Pr MARSTON, de WOELLMY et la théorie des silos sont chacune adaptée à un type de problème particulier. Aussi, dans cette étude nous retiendrons une seule expression donnant p, pression à la clef d'une conduite de diamètre D, enterrée sous une hauteur H de remblai de masse volumique γ :

$$p = K.\zeta.\ K_f.\ K_D.\ \gamma.\ H$$

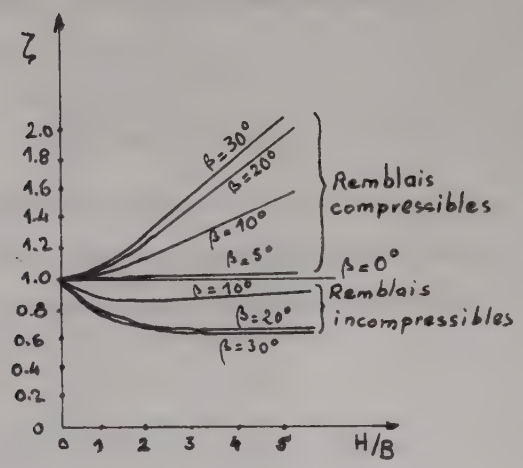
K est donné par les courbes VIII d, ζ par les courbes VIIIe.

K_f prend les valeurs 0,9 ou 1,10 pour les conduites flexibles ou rigides en fouille remblayée, 0,85 ou 1,20 pour les conduites flexibles ou rigides en remblai indéfini.

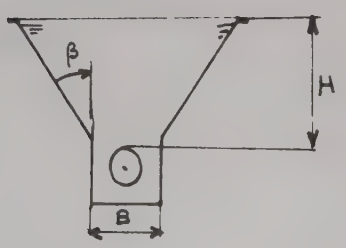
K_D prend les valeurs 1,30 ou 1,00 pour les conduits flexibles ou rigides en fouille remblayée et en remblai indéfini.



VIII d



VIII e



B - CALCULS par ELEMENTS FINIS

Tous les résultats de calcul présentés dans ce chapitre ont été obtenus à partir de lois de comportement de matériaux linéaires. En effet cette étude constitue une première approche de la résolution du problème posé par les conduites souterraines. De plus, les surcharges appliquées étant relativement faibles, les contraintes obtenues ne sont pas suffisamment élevées pour que l'on ait à considérer la partie des moyennes déformations de la courbe donnée par le triaxial.

Nous avons étudié d'une part 2 types de tuyaux, rigide et souple, pour une même forme de tranchée et d'autre part différentes sortes de tranchées pour un même tuyau souple. L'étude à été faite en déformations planes la conduite étant supposée infiniment longue.

I - Caractéristiques des matériaux utilisés :

Tous les calculs ont été faits en conservant les mêmes caractéristiques pour les matériaux intervenant dans la tranchée, dans les remblais et dans le berceau.

1) Tranchée.

Les caractéristiques de la tranchée, ont été prises égales à :

$\gamma = 2{,}6\ t/m^3$	$K_o = 0{,}333$
$E = 50\ 000\ t/m^2$	$C = 20\ t/m^2$
$\phi = 80°$	$\nu = 0{,}250$

Il est à noter que seules les caractéristiques γ, E, ν interviennent dans un calcul en élasticité linéaire. Les autres caractéristiques ont été introduites pour que le passage en loi de comportement hyperbolique soit pratiquement immédiat.

2) Remblais.

La remarque faite dans le paragraphe précédent reste encore valable :

$\gamma = 1{,}75\ t/m^3$	$K_o = 0{,}428$
$E = 5000\ t/m^2$	$C = 0{,}0\ t/m^2$
$\phi = 30°$	$\nu = 0{,}3$

Les caractéristiques des tuyaux ont été modifiées suivant leur nature. En effet les maillages utilisés prévoient un tuyau de 60 cm de diamètre pour une épaisseur de 10 cm.

Pour les tuyaux rigides, il a suffi d'introduire le module E correspondant au béton ; pour les tuyaux souples ou flexibles nous avons effectué une analogie que nous détaillerons plus loin.

4) Tuyau rigide en béton.

$\gamma = 2{,}50\ t/m^3$ $\qquad$ $\nu = 0{,}2$

$E = 2\ 000\ 000\ t/m^2$ $\qquad$ $K_o = 0{,}25$

5) Tuyau souple ou flexible en acier.

En général, l'épaisseur des tuyaux rencontrés est de 1 cm pour un module E correspondant à l'acier à savoir pour $E = 210^7\ t/m^2$.
La rigidité du tuyau étant proportionnelle à $E \times e^3$, e étant l'épaisseur du tuyau, nous avons conservé ce produit et pris un module E' du tuyau tel que :

$E' \times 0{,}10^3 = E \times 0{,}01^3$ D'où $E' = 20\ 000\ t/m^2$

Les caractéristiques du tuyau souple sont donc les suivantes :

$\gamma = 2{,}5\ t/m^3$ $\qquad$ $\nu = 0{,}2$

$E = 20\ 000\ t/m^2$ $\qquad$ $K_o = 0{,}25$

II - <u>Caractères communs à tous les calculs</u> :

Pour tous les calculs effectués nous avons conservé plusieurs propriétés communes aux différents maillages utilisés ainsi que le même mode de chargement.

1) Propriété des différents maillages (VIII 1,2, 3, 4, 5)

a) Conditions aux limites.

⁂ Pour les tranchées à parois verticales ainsi que pour l'étude en remblai indéfini, les conditions aux limites sont les suivantes :

- Sur l'axe médian et sur la verticale à gauche du maillage, les noeuds sont fixés horizontalement, ils sont libres de se déplacer verticalement.

- Sur l'horizontale du bas du maillage, les noeuds sont fixés en X et Y.

⁂ Pour les tranchées à parois inclinées les conditions aux limites sont les suivantes.

- Sur l'axe médian, les noeuds sont fixés en X ; ils sont libres de se déplacer verticalement.

- Sur l'horizontale du bas et sur la verticale à gauche du maillage les noeuds sont fixés verticalement et horizontalement.

b) Eléments unidimensionnels.

* Autour du tuyau.

A l'exception du maillage I (VIII 2, VIII 2) où il n'a pas été possible de mettre sur toute la circonférence (sur les 2/3) des éléments plats, il a été placé tout autour du tuyau, des éléments unidimensionnels simulant le glissement tuyau - remblai ou tuyau - berceau.

* Le long des parois de la tranchée.

Dans tous les cas il a été placé des éléments plats, le long des parois de la tranchée, au contact remblai - tranchée.

Les caractéristiques de ces éléments sont les suivantes :

f = frottement tuyau - remblai $\quad f = 33°$

tranchée - remblai

$K_I = 0,75\ 10^5$

$n = 1 \qquad R_f = 0,87$

Remarque :

Vu le comportement non linéaire de ces éléments, nous pouvons affirmer que les résultats obtenus sont le compte-rendu d'une solution mixte.

- éléments bidimensionnels : élasticité linéaire
- éléments unidimensionnels : comportement hyperbolique.

2) Mode de chargement.

Sur la figure VIII f nous avons visualiser les 6 étapes de chargement.

a) Initialisation de la tranchée.

b) Mise en place du berceau (dans le cas où l'étude est faite avec berceau) ou mise en place de remblai dans les mailles correspondantes (sans berceau : un seul calcul).

c) Mise en place du tuyau en béton ou acier.

d) Remblaiement jusqu'à la cote + 1,15 m

e) Remblaiement jusqu'à la cote + 1,95 m

f) Remblaiement jusqu'à la cote + 2,70 m

g) Remblaiement jusqu'à la cote + 3,70 m.

III - Résultats et Conclusions :

1) Tuyau rigide (VIII 6 à VIII 25 B).

a) Les répartitions des contraintes (VIII 15 à 20) obtenues sont du même type que celles proposées par les expériences déja effectuées (schéma VIII e). L'abandon du maillage I au profit du maillage II (VIII 3) est justifié par la courbe VIII 12 obtenue qui montre des discontinuités inexplicables si ce n'est par l'approximation de la circonférence du tuyau par une courbe hexagonale.

b) Les déplacements (VIII 22) sont faibles, de l'ordre du 1/100 de mm.

c) Les courbes isocontraintes (VIII 6,8,9) pour B = 2 m montrent qu'à partir d'une certaine distance du tuyau, tout ce passe comme si l'étude était faite en remblai indéfini : les courbes tendent en effet vers des horizontales $\sigma y = \gamma . Y$

d) L'influence de la largeur de la tranchée est importante : plus la tranchée est étroite et moins les pressions autour du tuyau sont fortes (fig. VIII 20).

e) L'influence de la suppression du berceau sous la conduite est faible (VIII 18, 19, 23).

2) Tuyau souple (VIII 26 à 69).

L'étude de l'influence de la forme de la tranchée a été abordée seulement dans le cas du tuyau souple. Pour la distinction entre les différentes sortes de tranchées nous employerons les notations choisies dans le tableau récapitulatif VIII g.

a) Au niveau des répartitions des contraintes (VIII 40 à 58), nous remarquons que pour H = 3,70 et B = 1 m,la tranchée donnant des résultats les plus faibles est la tranchée dont les parois ont pour pente 1/3, ensuite l'ordre est le suivant : tranchée III, tranchée I, tranché IV.

Pour H = 0,95 m l'ordre est sensiblement le même.
Nous pouvons donc dire que le frottement sur les parois est mobilisé davantage pour une tranchée du type II.

b) Les déplacements (VIII 59 à 69) mettent en valeur encore les remarques faite au a). Les déplacements sont supérieurs à ceux observés pour les tuyaux rigides : ils sont de l'ordre de 1/10 de mm.

c) Les courbes isocontraintes (VIII 26 à 39) montrent l'évolution des phéonomènes :

- Pour une tranchée donnée nous avons l'évolution des courbes suivant la hauteur H_r de remblaiement H_r = 1,95 m H_r = 2,70 m.

- Pour une même hauteur H_r, nous avons l'évolution des courbes isocontraintes suivant le type de la tranchée.

3) Conclusion.

Tous les résultats obtenus sont homogènes ; il n'en demeure pas moins que cette étude ne constitue qu'une approche du problème dont la résolution n'est pas évidente. Pour pouvoir comparer les résultats obtenus nous nous sommes servis de la formule $p = K. \zeta. K_f. K_D. \gamma. H$ qui à fortiori nous donne des résultats correspondants à ceux trouvés par la méthode aux éléments finis, dans le cas des tuyaux souples. Il faut encore remarquer que le terme ζ correspond à des tranchées dont les parois sont inclinées à partir du bas de la fouille et donc pas exactement aux types de tranchées étudiées.

DIFFERENTS CAS DE CHARGEMENT

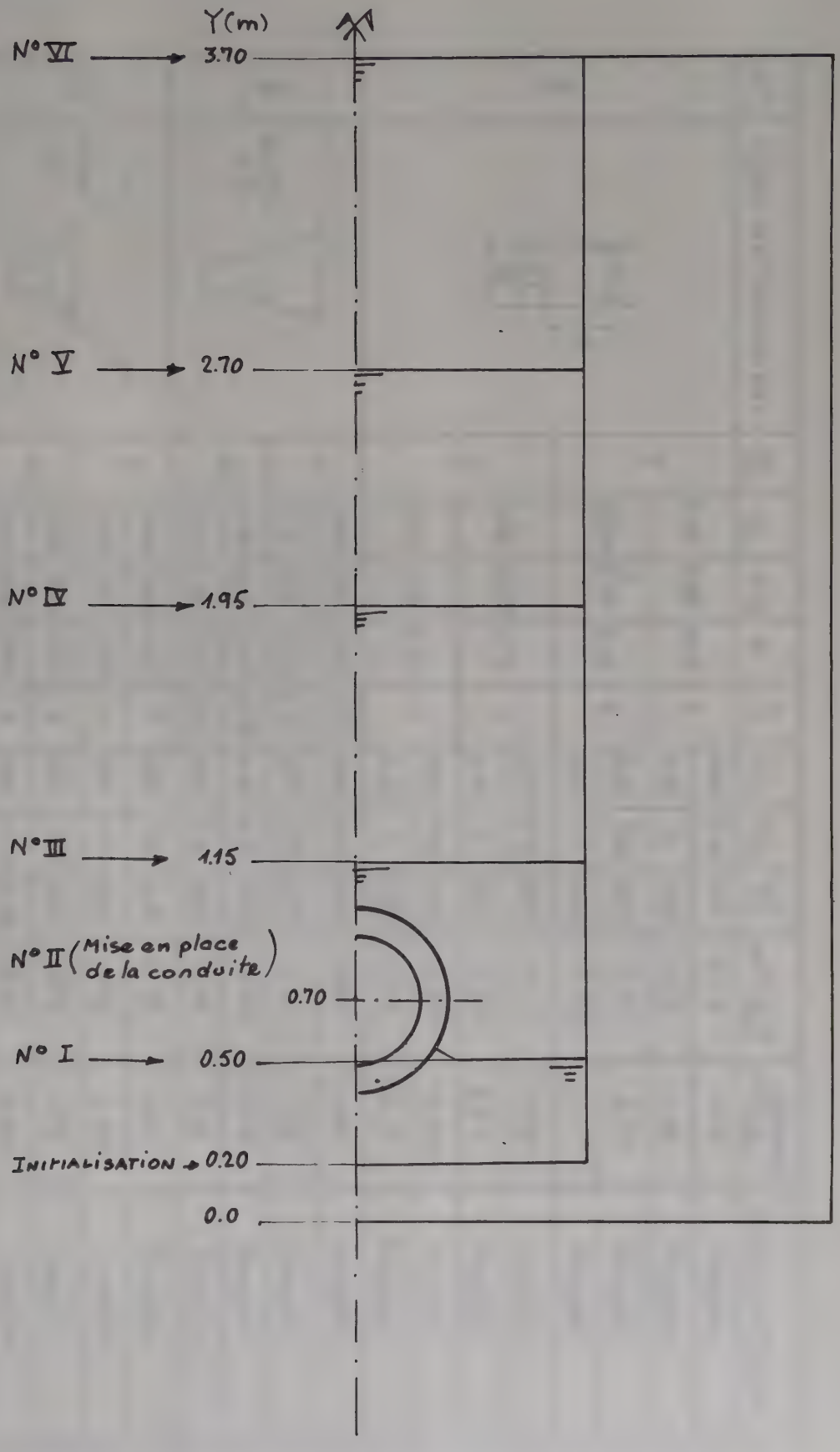
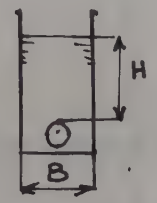
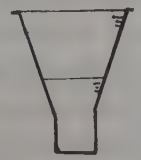
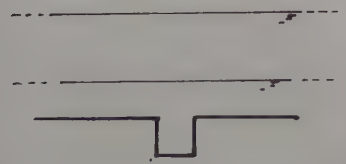


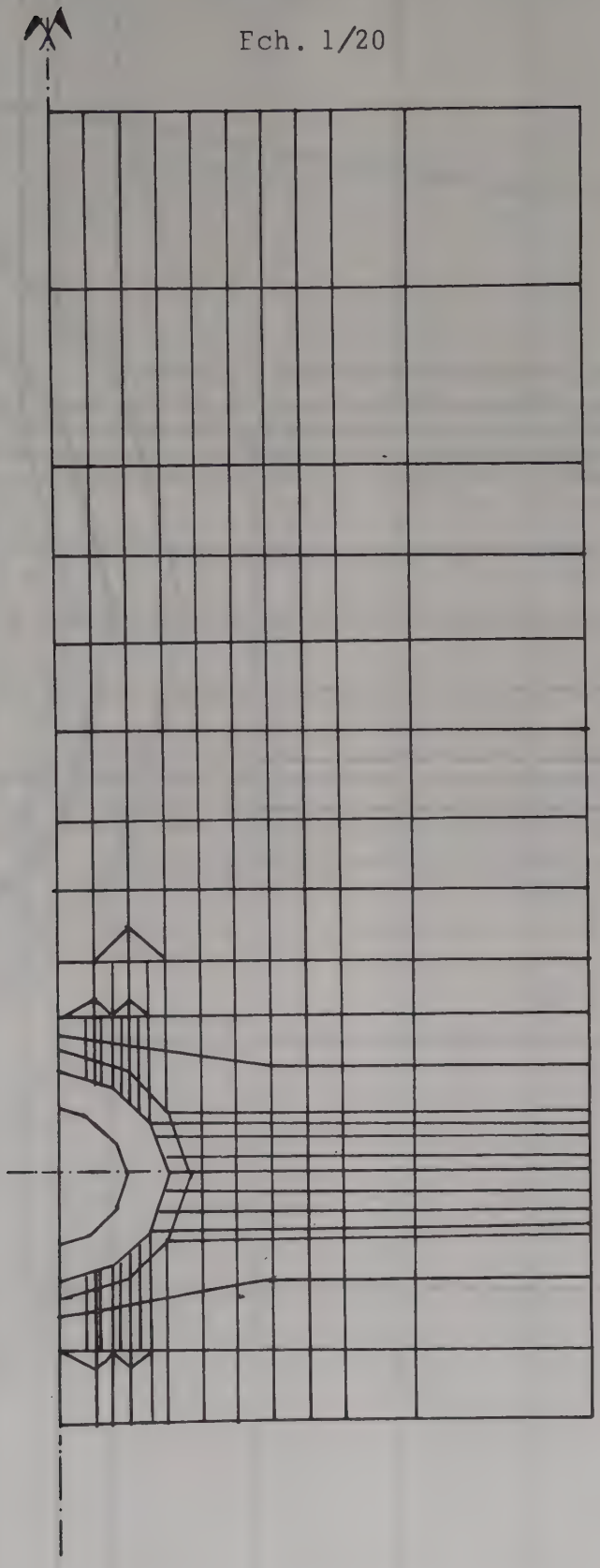
TABLEAU RECAPITULATIF

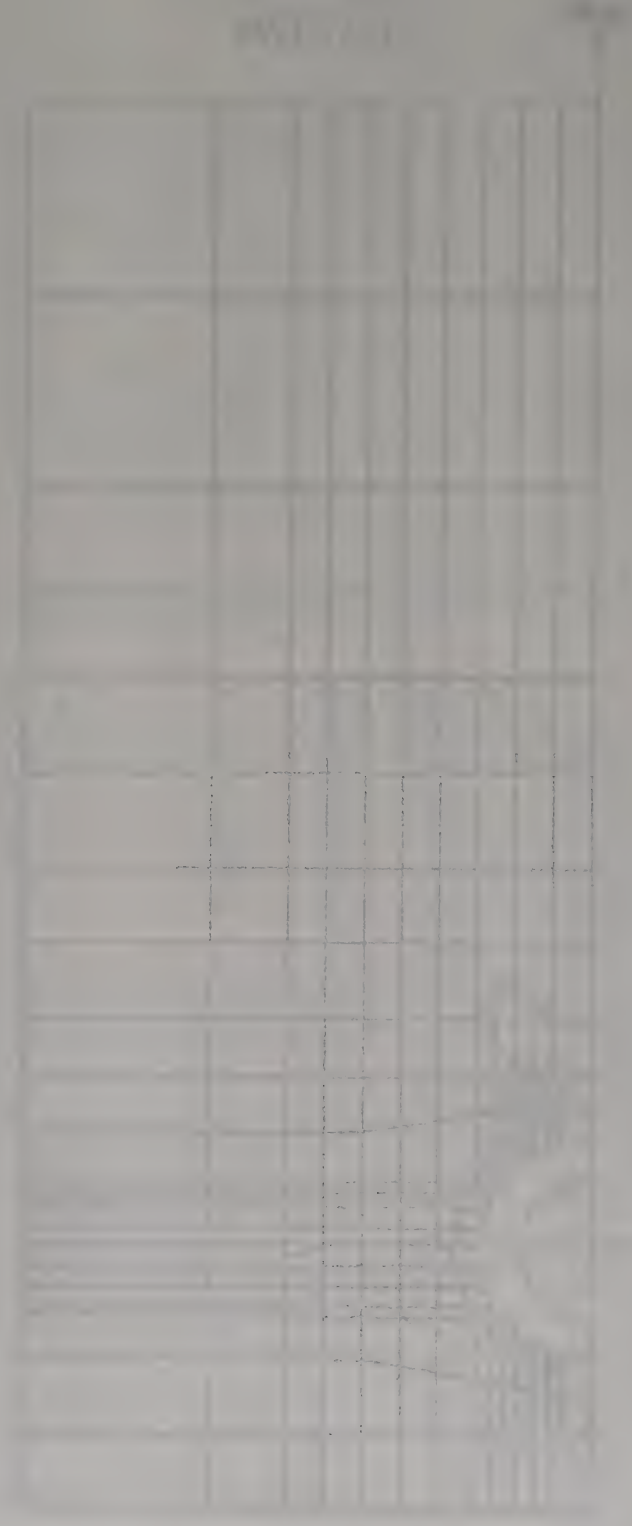
N°	Type de Tranchées	B_m	H_m	H/B	K	ζ	K_f	K_D	$\mathcal{K}$	$p = K.\gamma.H$ t/m²	p éléments finis t/m²	Nature du Tuyau
I		1	0.95	0.95	0.61	1	0.90	1.30	0.71	1.19	1.20	Souple
							1.10	1	0.67	1.12	2.15	Rigide
			2.70	2.70	0.38	1	0.90	1.30	0.44	2.10	2.50	Souple
							1.10	1	0.42	1.98		Rigide
		2	0.95	0.475	0.72	1	0.90	1.30	0.84	1.40	1.28	Souple
							1.10	1	0.79	1.32	2.24	Rigide
			2.70	1.35	0.53	1	0.90	1.30	0.62	2.93	3.00	Souple
							1.10	1	0.58	2.75	6.15	Rigide
II	pente 1/3 	1	0.95	0.95	0.61	0.72	0.90	1.30	0.51	0.85	0.88	Souple
			2.70	2.70	0.38	0.65	0.90	1.30	0.29	1.37	1.85	Souple
		1.4	0.95	0.68	0.67	0.75	0.90	1.30	0.59	0.98	1.02	Souple
			2.70	1.93	0.45	0.70	0.90	1.30	0.37	1.74	2.20	Souple
III	Pente 1/1	1	0.95	0.68	0.61	1	0.85	1.30	0.67	1.12	1.00	Souple
			2.70	1.93	0.38	1	0.85	1.30	0.42	1.98	2.60	Souple
		1.4	0.95	0.68	0.67	1	0.85	1.30	0.74	1.23	1.12	Souple
			2.70	1.93	0.45	1	0.85	1.30	0.50	2.35	2.80	Souple
IV		1	0.95	0.68	0.61	1	0.85	1.30	0.67	1.12	1.12	Souple
			2.70	1.93	0.38	1	0.85	1.30	0.42	1.98	3.00	Souple
		1.4	0.95	0.68	0.67	1	0.85	1.30	0.74	1.23	1.18	Souple
			2.70	1.93	0.45	1	0.85	1.30	0.50	2.35	3.10	Souple

| | | |

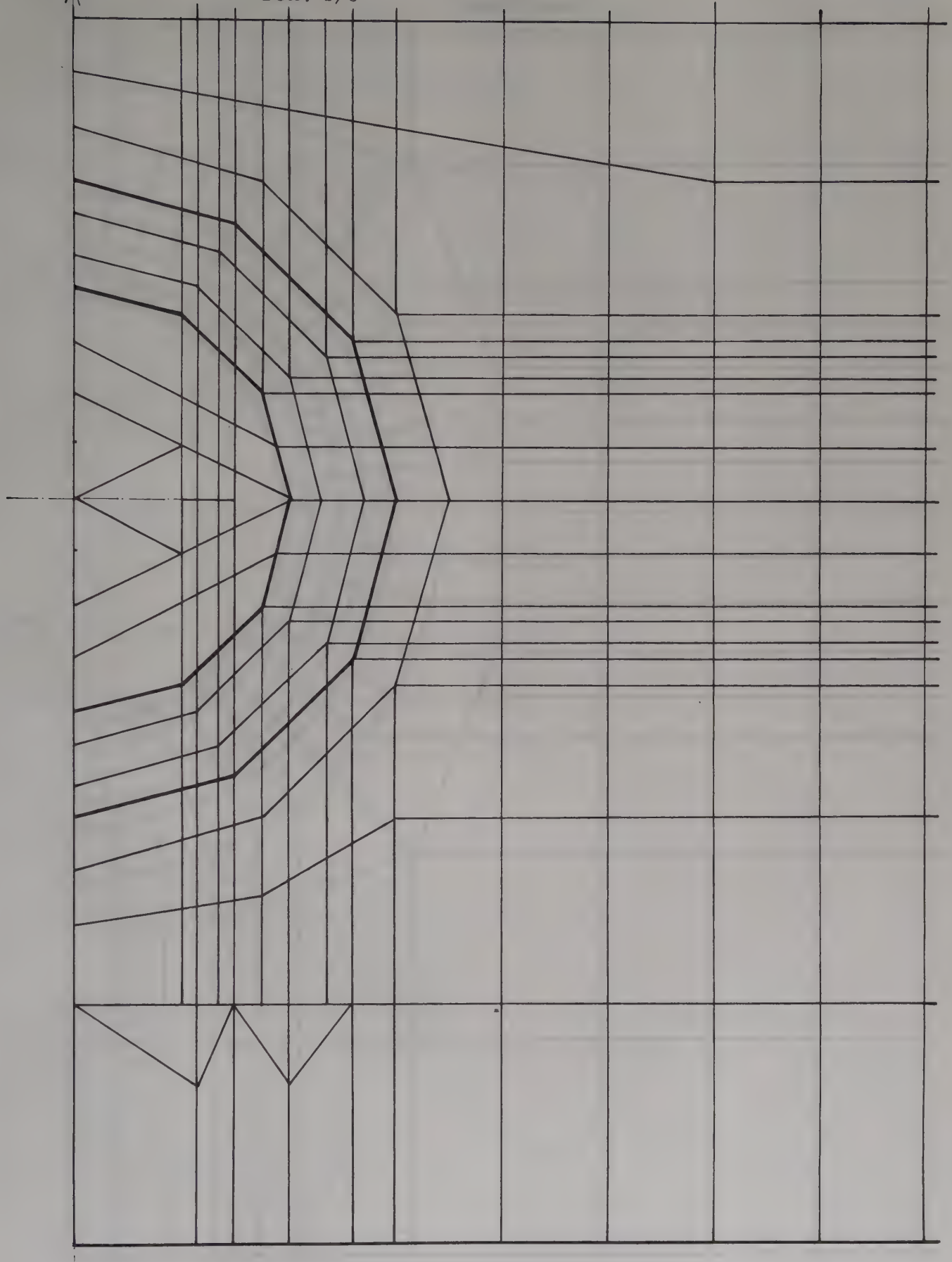
MAILLAGE I

Ech. 1/20

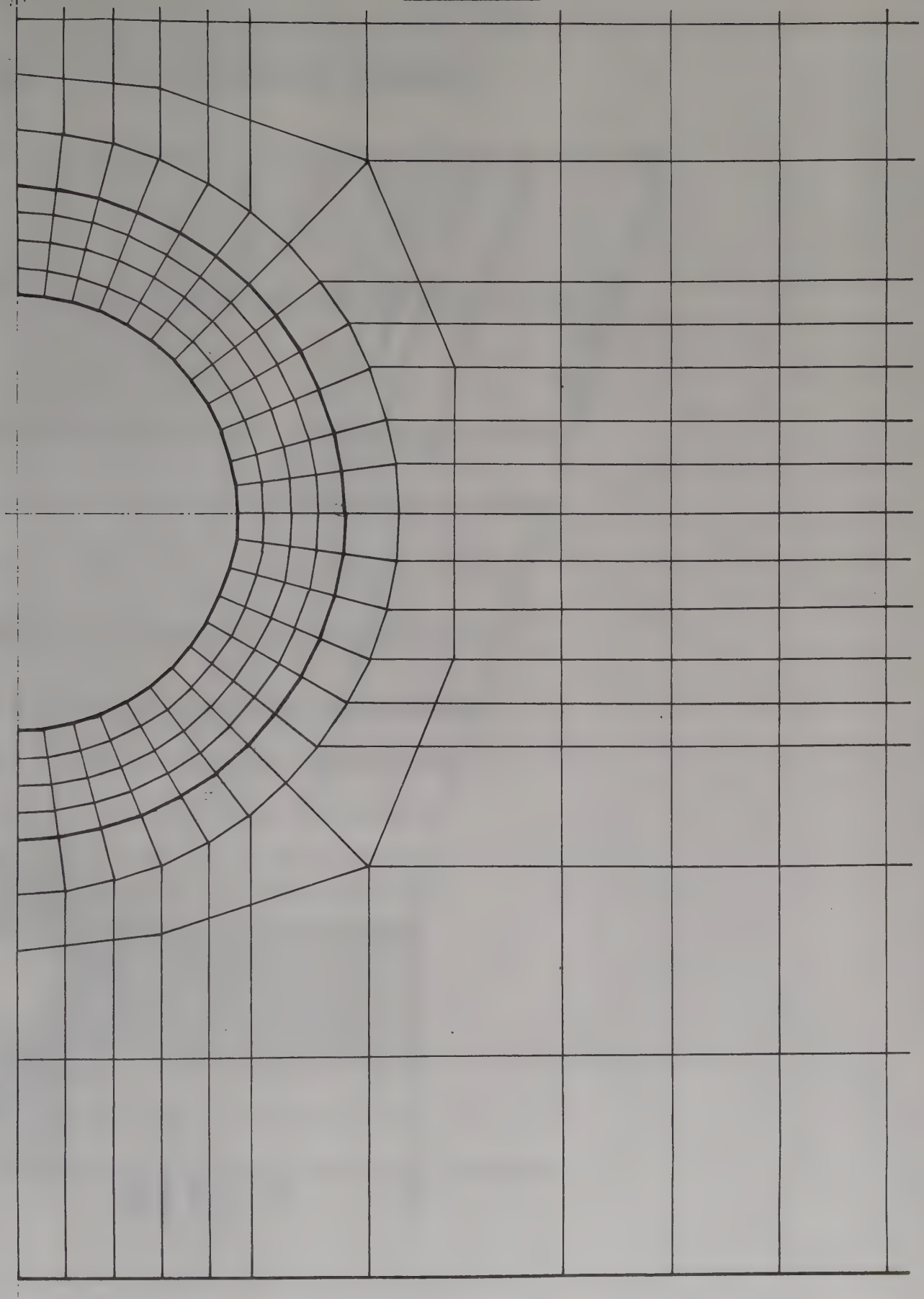


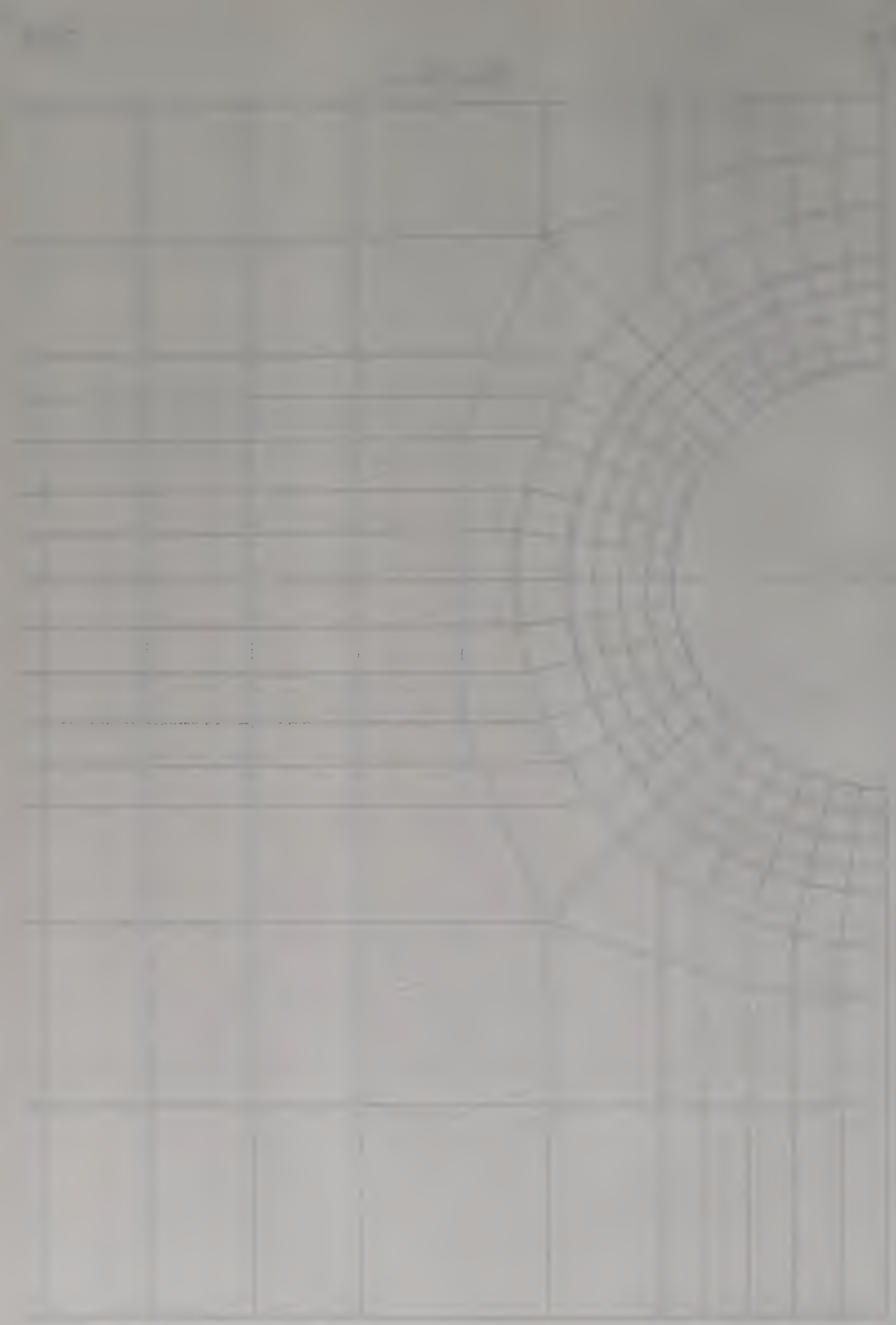


MAILLAGE I (suite)
Ech. 1/5

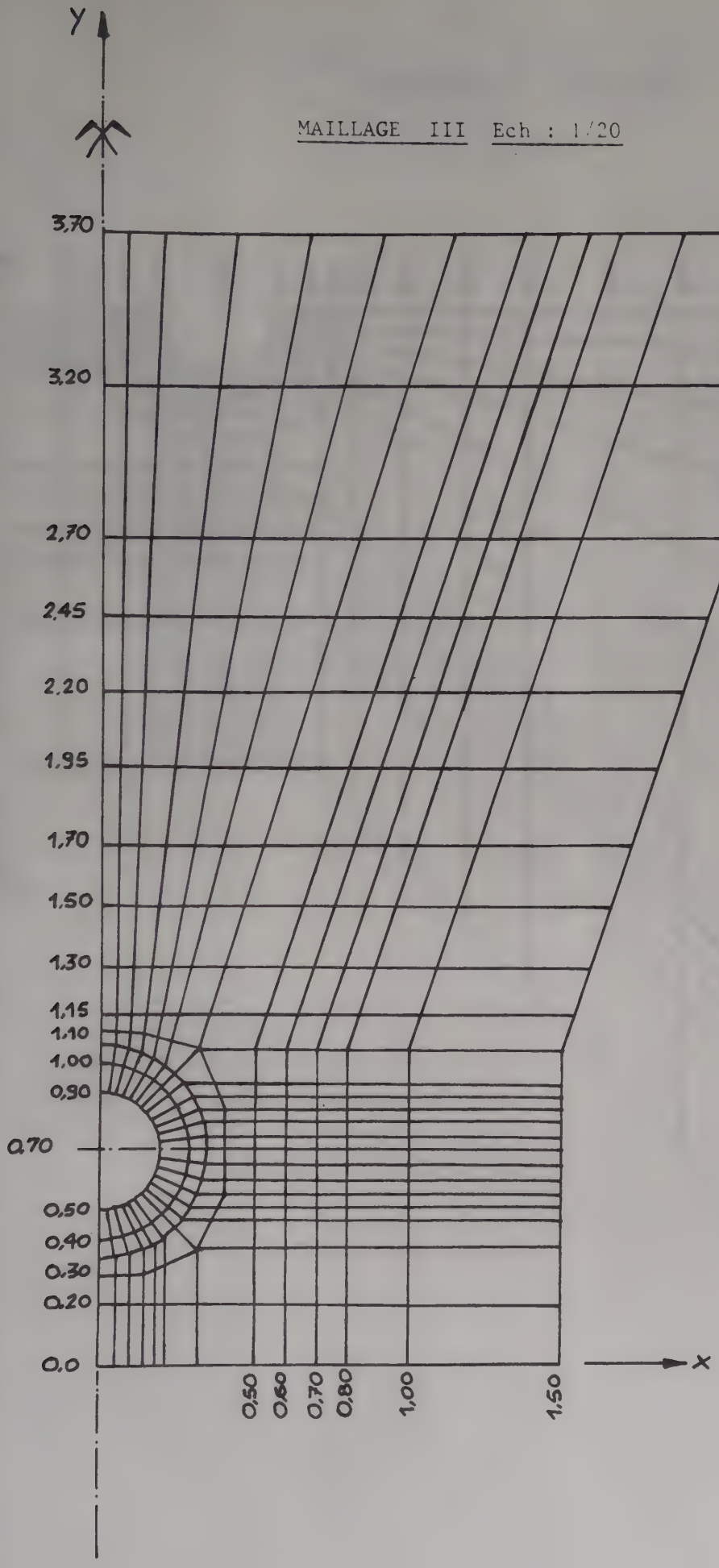


MAILLAGE II

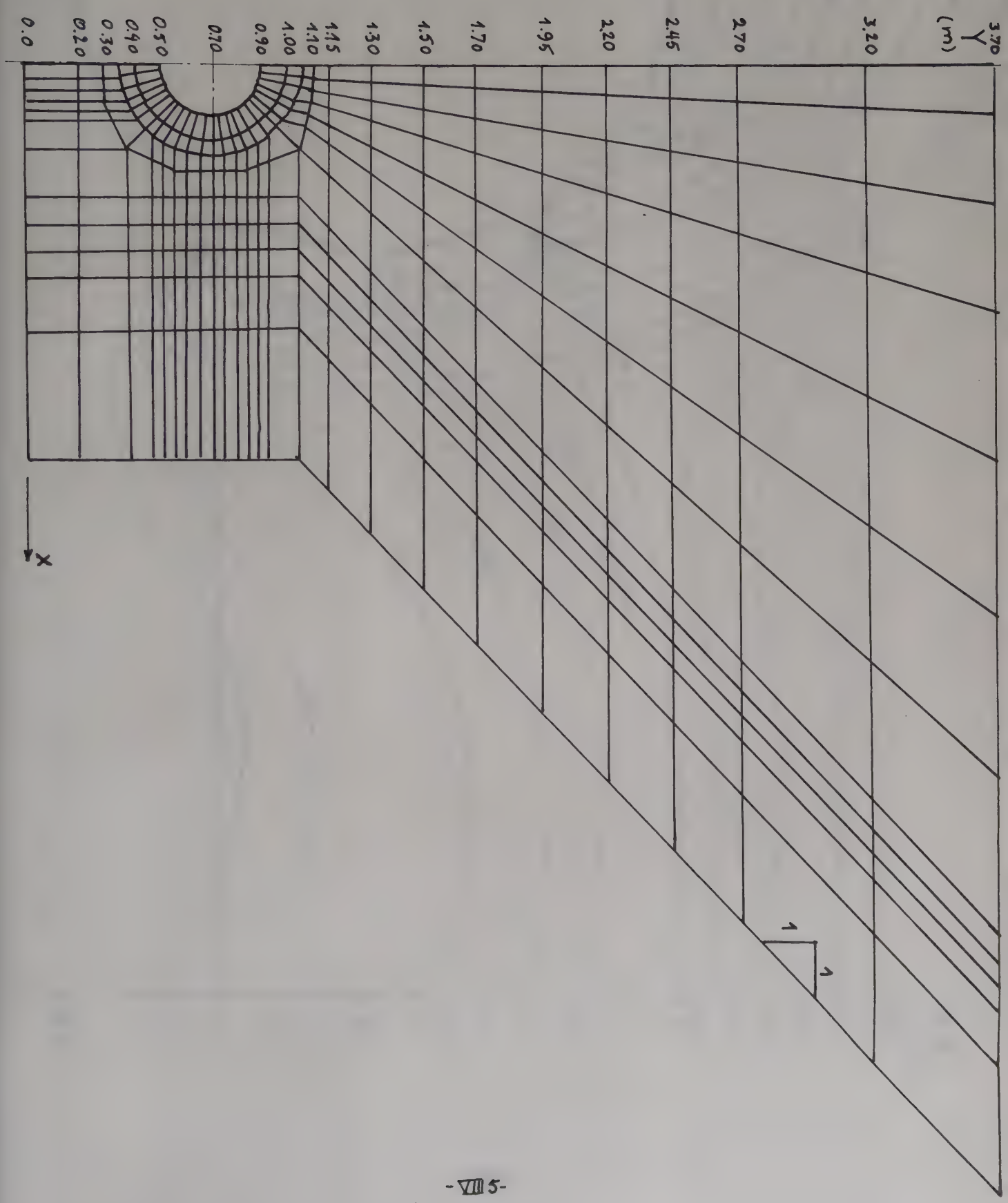


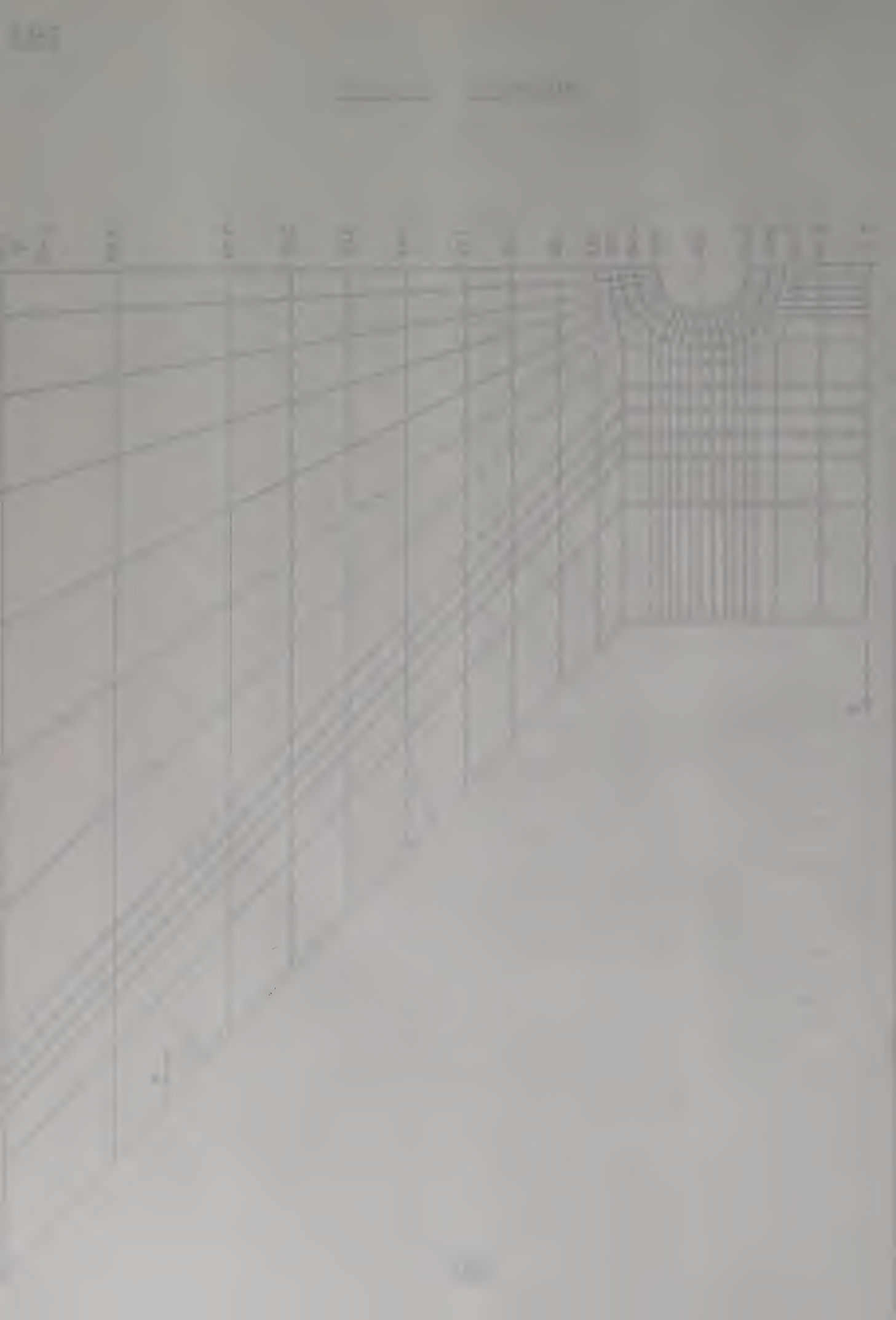


MAILLAGE III Ech : 1/20



MAILLAGE IV Ech : 1/20



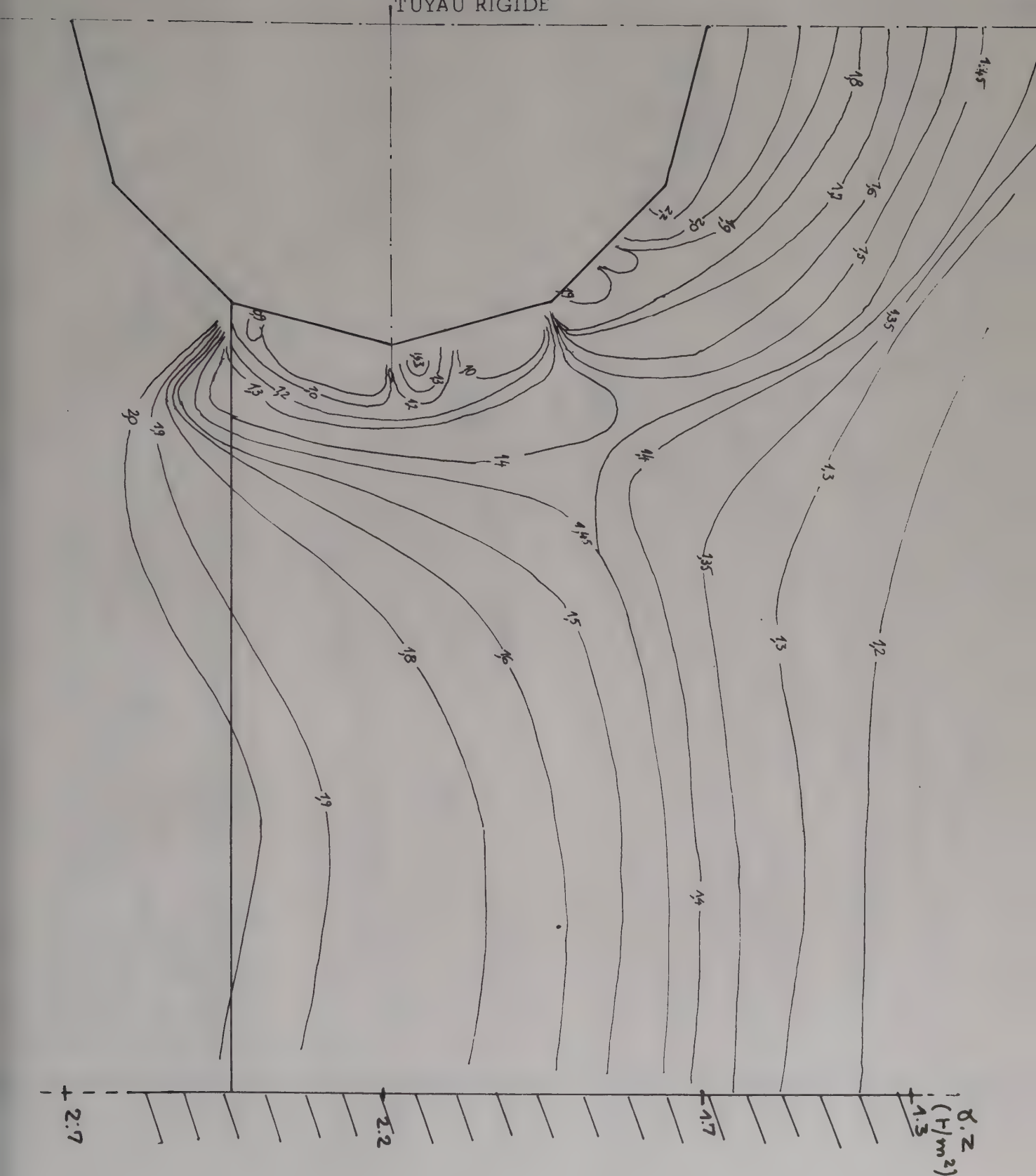


MAILLAGE I

REMBLAIEMENT JUSQU'A LA COTE + 1,95 m

COURBES ISOCONTRAINTES σ_y (t/m2)

TUYAU RIGIDE

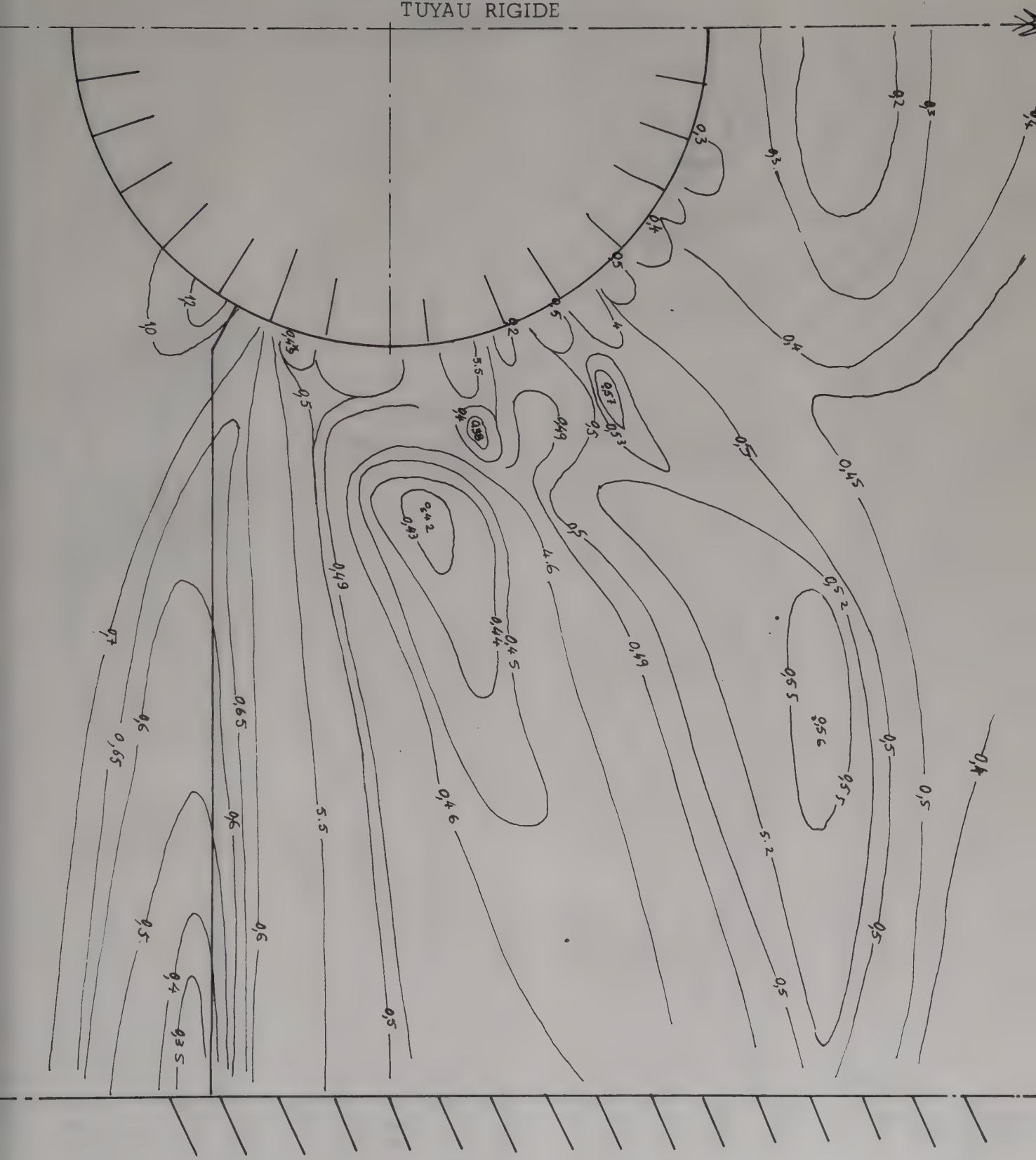


MAILLAGE II

COURBES ISOCONTRAINTES σ_x (t/m2)

REMBLAIEMENT JUSQU'A LA COTE + 1,95 m

TUYAU RIGIDE

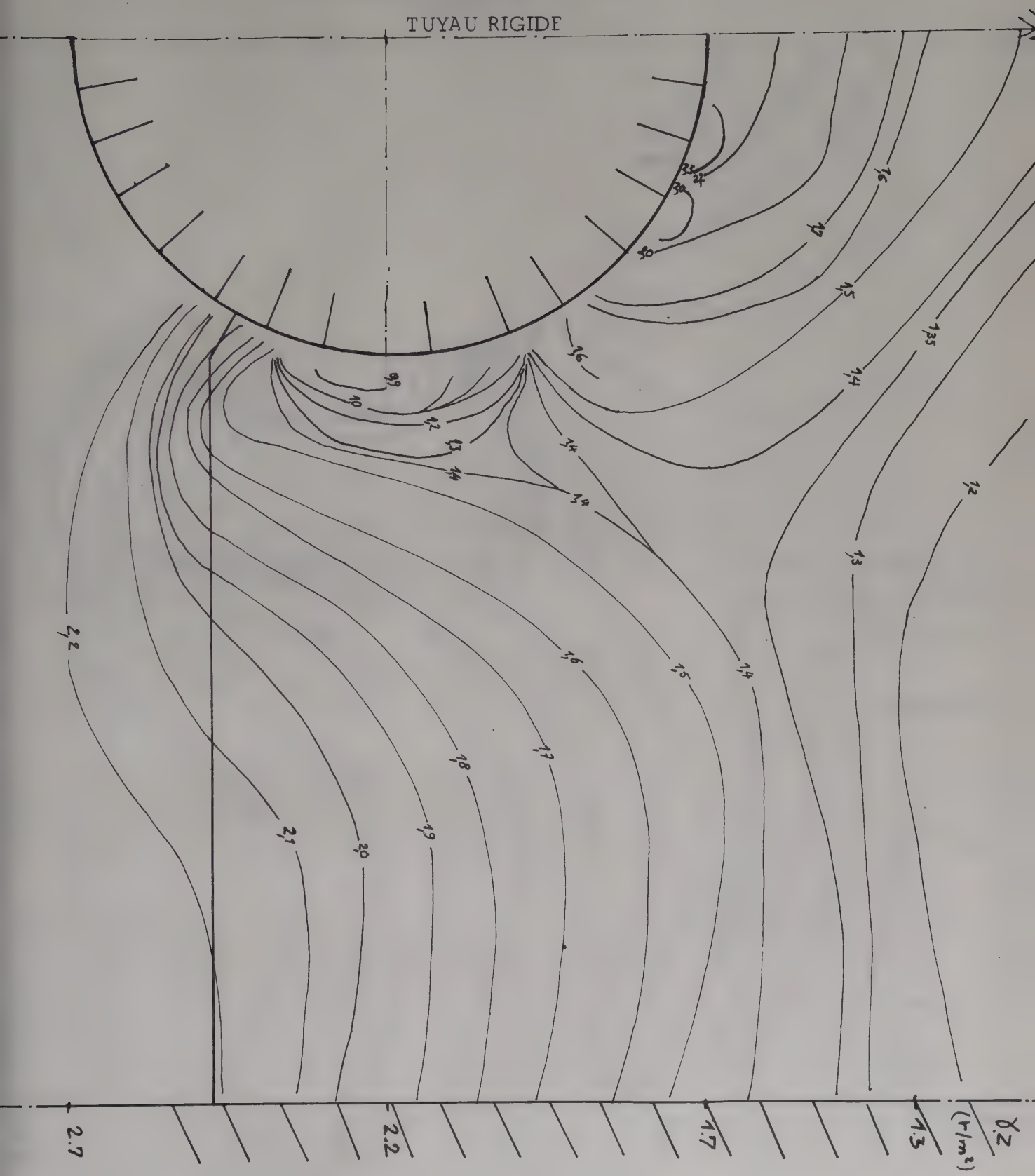


MAILLAGE II

COURBES ISOCONTRAINTES σ_y (t/m2)

REMBLAIEMENT JUSQU'A LA COTE + 1,95 m

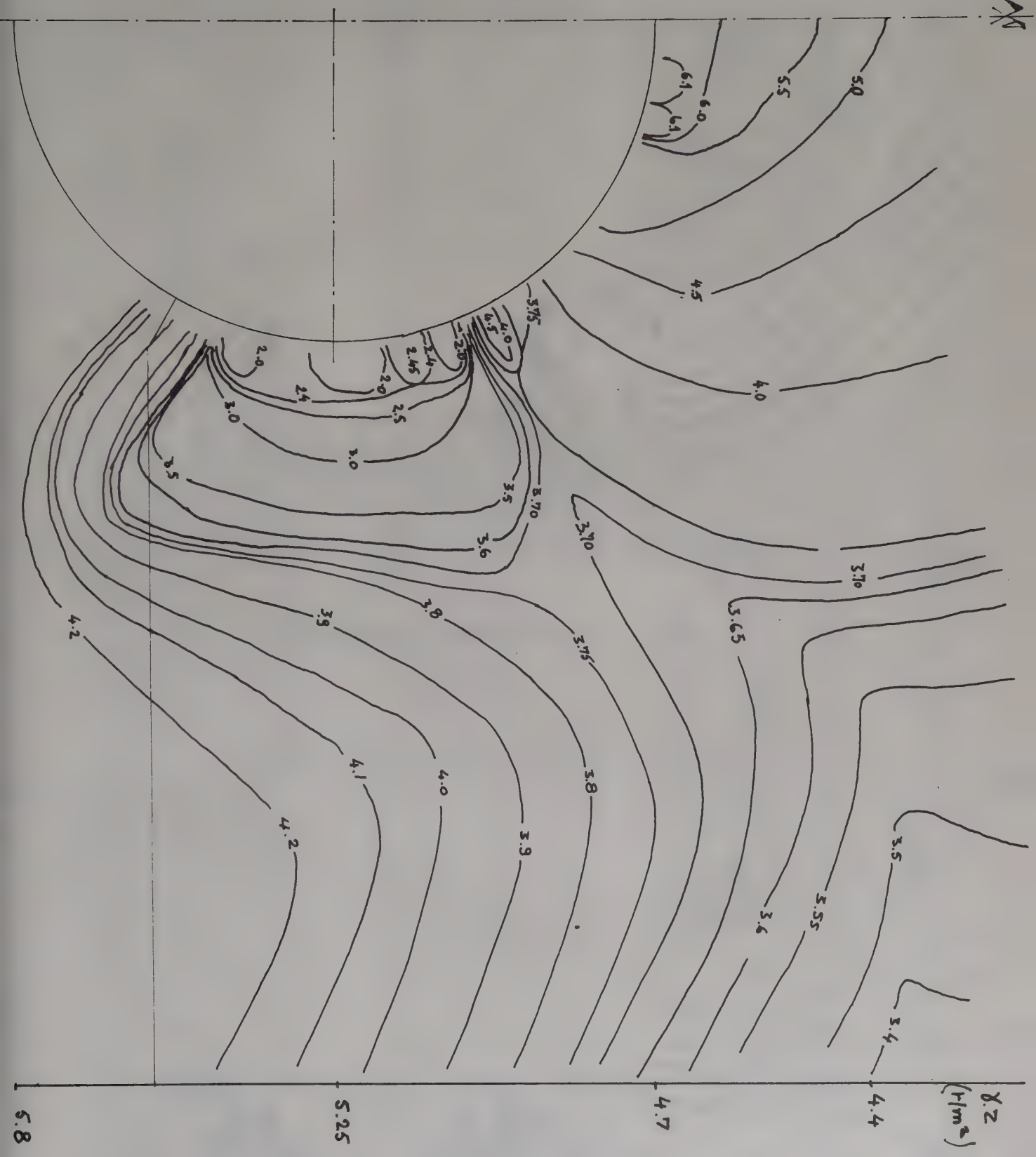
TUYAU RIGIDE



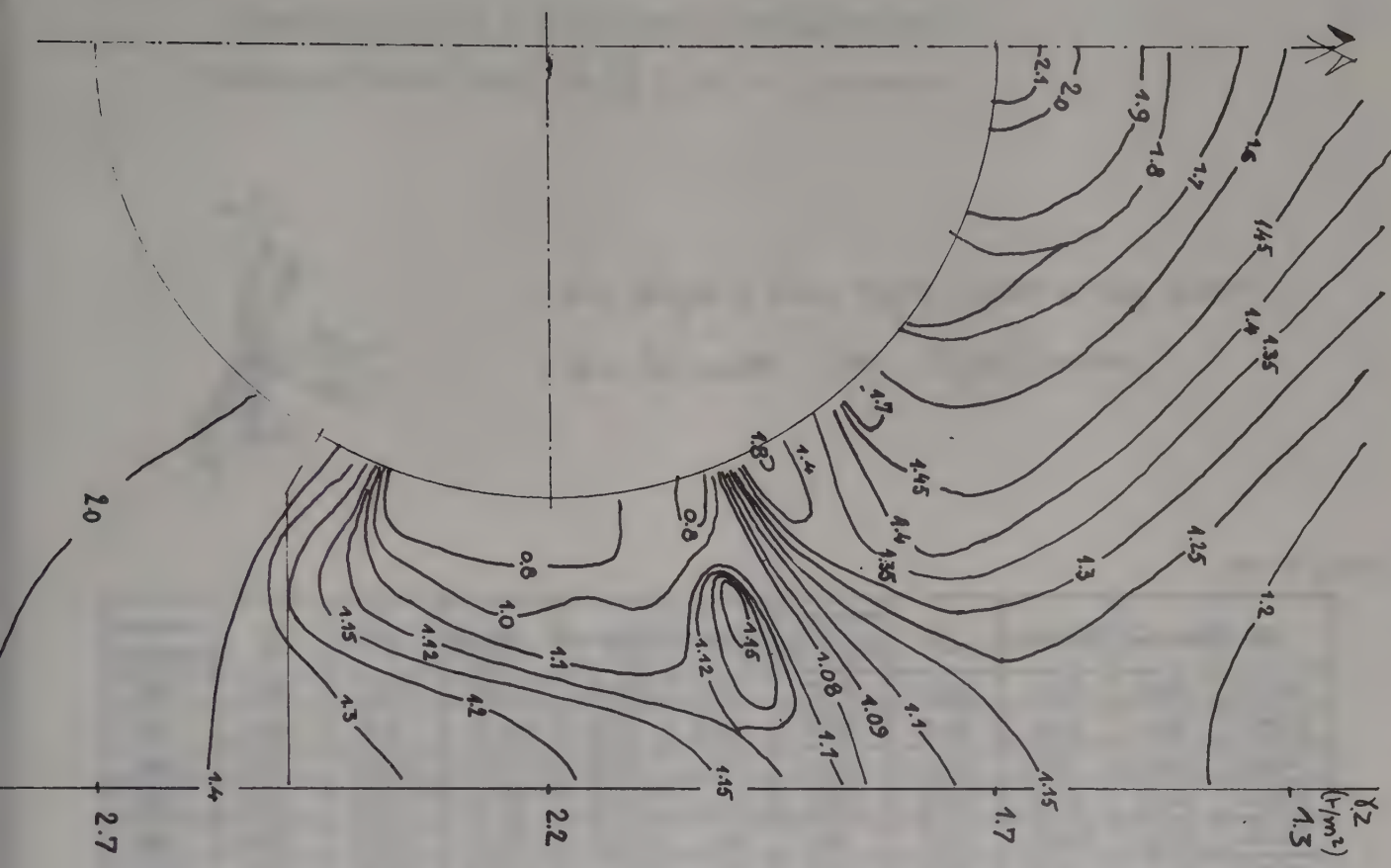
COURBES ISOCONTRAINTES σ_y (t/m2)

REMBLAIEMENT JUSQU'A LA COTE + 3,70 mètres

TUYAU RIGIDE



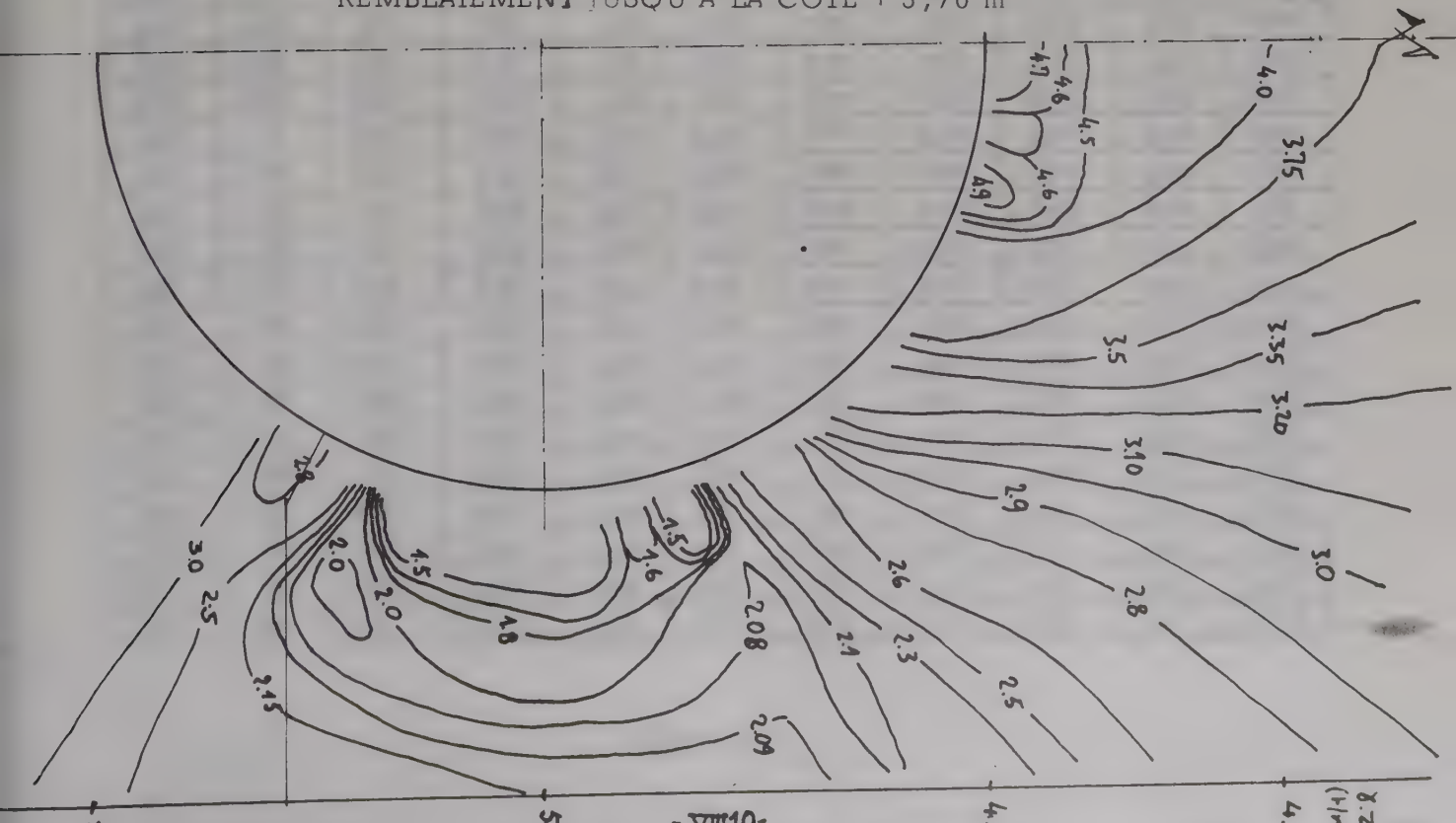
REMBLAIEMENT JUSQU'A LA COTE + 1,95 m



COURBES ISOCONTRAINTES σ_y (t/m2)

B = 1 m

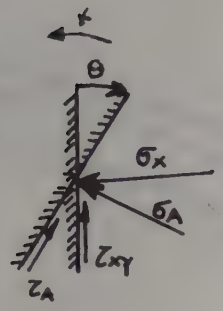
REMBLAIEMENT JUSQU'A LA COTE + 3,70 m



MAILLAGE I

DETERMINATION DES CONTRAINTES RADIALES

REMBLAIEMENT JUSQU'A LA COTE + 1,95 mètres



$$\sigma_A = \frac{\sigma_1+\sigma_2}{2} + \left(\sigma_x - \frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}\right)\cos 2\theta + \tau_{xy}.\sin 2\theta$$

$$\tau_A = \tau_{xy}.\cos 2\theta - \left(\sigma_x - \frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}\right).\sin 2\theta$$

$\sigma_A \times 10^{-1}$ (t/m²)

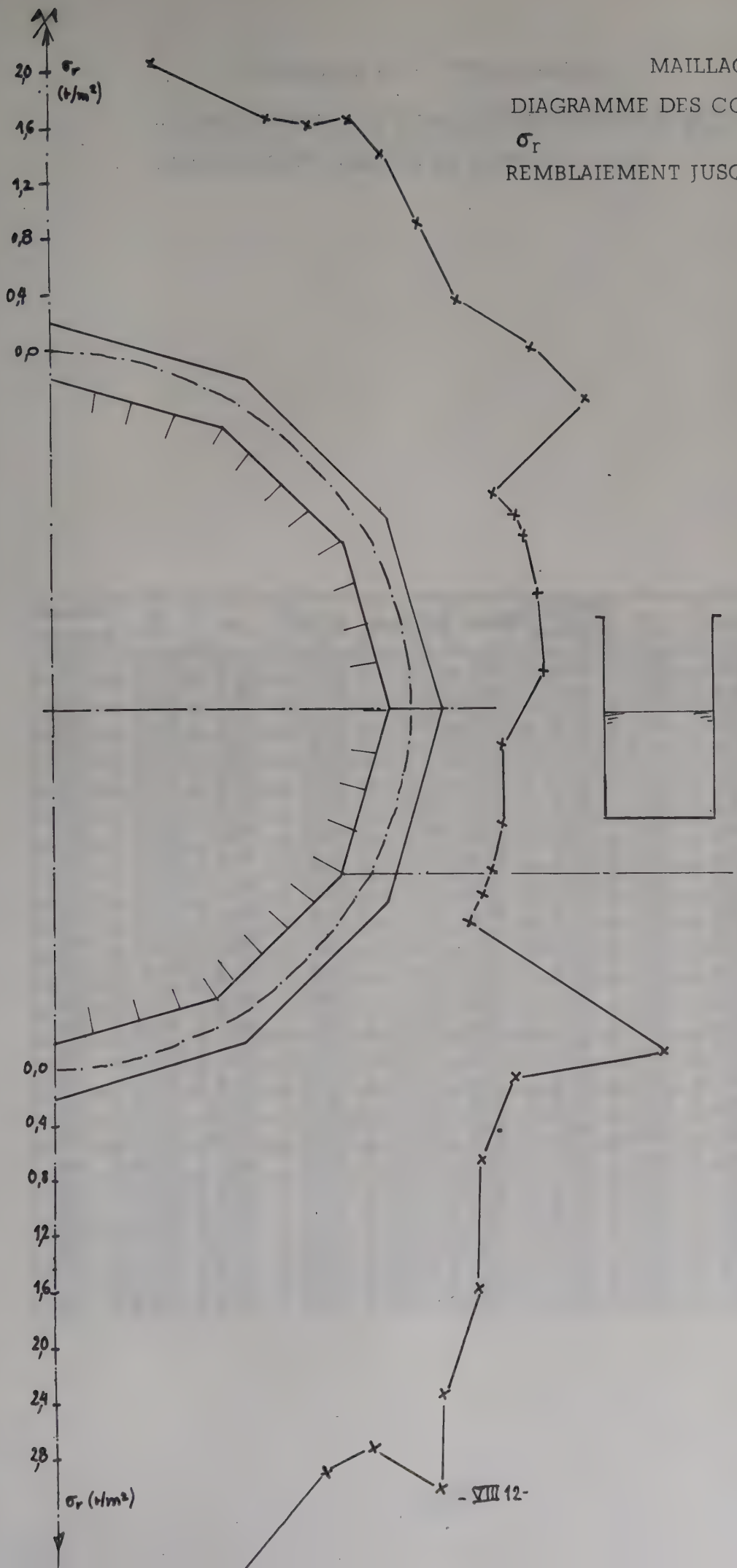
Numéro Elément	θ	σ_x	$\frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}$	$\sigma_x - \frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}$	cos2θ	$\cos 2\theta \left(\sigma_x - \frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}\right)$	τ_{xy}	sin2θ	$\tau_{xy}.\sin 2\theta$	σ_A
190	- 98	7,23	14,66	- 7,37	- 0,96	7,08	0,53	0,28	0,15	21,89
191	- 110	6,47	14,04	- 7,57	- 0,77	5,83	0,10	0,64	0,06	19,93
192	- 114	6,54	14,67	- 8,13	- 0,67	5,45	- 0,02	0,74	- 0,01	20,11
193	- 116	6,97	16,12	- 9,15	- 0,62	5,67	0,05	0,79	0,04	21,83
194	- 120	2,96	12.69	- 9,73	- 0.50	4.87	3,84	0,866	3,33	20,89
195	- 127	3,35	12.27	- 8.92	- 0,28	2,50	3,78	0,96	3,63	18,40
196	- 135	0,69	9,61	- 8,92	0,00	0,00	5,88	1,00	5,88	15,49
197	- 143	8,75	14,95	- 6,20	0,28	- 1,74	4,91	0,96	4,71	17,92
198	- 150	6,48	12.77	- 6,29	0,50	- 3,15	7,50	0,866	6,50	19,12
214	- 155	2,44	3,88	- 1,44	0,64	- 0,92	8,59	0,77	6,61	9,57
230	- 157	5,22	6,74	- 1,52	0,69	- 1,05	6,73	0,72	4,85	10,54
246	- 160	5,76	7,26	- 1,50	0,77	- 1,16	6,23	0,64	3,99	10,19
262	- 167	7,14	8.16	- 1,02	0,90	- 0,92	5,12	0,44	2,25	9,49
278	- 176	10,01	12.23	- 2,16	0,99	- 2,14	3,53	0,14	0,49	10,51
304	- 4	6,71	5,96	+ 0,75	0,99	0.74	2,59	- 0,14	- 0,36	6,34
320	- 14	8,01	8.05	- 0,04	0,88	- 0,04	0,44	- 0,47	- 0,21	7,80
336	- 20	7,61	8.24	- 0,63	0,77	- 0,49	- 0,05	- 0,64	0,03	7.78
352	- 23	7,15	8.09	- 0.94	0,69	- 0,65	- 1.11	- 0,72	0,80	8,24
368	- 27	6,16	7.37	- 1.21	0,59	- 0,71	- 1,53	- 0,81	1,24	7,90
384	- 30	15,89	20,30	- 4,41	0,50	- 2.21	- 7.84	- 0,866	6,79	24,88
385	- 38	11,19	17.64	- 6,45	0,24	- 1.55	- 0,81	- 0,97	0,76	16,85
382	- 46	2,88	13,76	- 10,88	- 0,03	0,33	- 4,99	- 1,00	4,99	19,08
381	- 53	6,89	18,78	- 11.89	- 0,28	3,33	- 6,21	- 0,96	4.96	26,07
380	- 60	7,05	20,57	- 13,52	- 0,50	6,76	- 4,56	- 0,866	3,95	31,28
379	- 63	12,85	26.07	- 13,22	- 0,59	7,80	- 3,94	- 0,81	3,19	37,06
378	- 67	12,51	24.57	- 12,06	- 0,69	8,32	0,68	- 0,72	- 0,49	32,36
377	- 70	12,45	24,04	- 11,59	- 0,77	8,92	0,54	- 0.64	- 0,35	32,61
376	- 80	14,76	26.63	- 11,87	- 0,94	11,16	0,21	- 0,34	- 0,07	37,72

MAILLAGE I

DIAGRAMME DES CONTRAINTES RADIALES

σ_r

REMBLAIEMENT JUSQU'A LA COTE +1,95 M



MAILLAGE II - TUYAU RIGIDE

DETERMINATION DES CONTRAINTES RADIALES σ_r

REMBLAIEMENT JUSQU'A LA COTE + 1,95 M

$\sigma_A \times 10^{-1}$ (t/m²)

Numéro Element	θ	σ_x	$\frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}$	$\sigma_x - \frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}$	$\cos 2\theta$	$\cos 2\theta \times (\sigma_x - \frac{\sigma_1+\sigma_2}{2})$	τ_{xy}	$\sin 2\theta$	$\tau_{xy} \sin 2\theta$	σ_A
182	86,25	4,76	13,59	- 8,83	- 0,99	8,74	0,35	0,13	0,05	22,39
183	78,75	4,80	13,48	- 8,68	- 0,92	7,99	0,75	0,38	0,28	21,77
184	71,25	7,06	15,85	- 8,79	- 0,79	6,94	0,73	0,61	0,44	23,23
185	63,75	-0,60	9,36	- 9,96	- 0,61	6,07	4,19	0,79	3,31	18,74
186	56,25	5,70	13,42	- 7,72	- 0,38	2,93	3,81	0,92	3,50	19,85
187	48,75	3,25	11,07	- 7,82	- 0,13	1,02	5,26	0,99	5,21	17,30
188	41,25	5,64	12,12	- 6,48	0,13	- 0,84	4,66	0,99	4,61	15,89
189	33,75	3,29	9,24	- 5,95	0,38	- 2,26	5,10	0,92	4,69	11,67
206	26,25	7,66	14,72	- 7,06	0,61	- 5,58	3,86	0,79	3,05	12,19
225	18,75	1,05	4,09	- 3,04	0,79	+ 2,40	6,68	0,61	4,07	5,76
246	11,25	5,91	8,78	- 2,87	0,92	- 2,64	4,79	0,38	1,82	7,96
269	3,75	5,16	6,72	- 1,56	0,99	- 1,54	3,79	0,13	0,49	5,67
281	- 3,75	6,19	7,58	- 1,39	0,99	- 1,37	2,37	- 0,13	- 0,31	5,90
303	- 11,25	5,76	7,11	+ 1,35	0,92	- 1,25	0,71	- 0,38	- 0,27	5,59
323	- 18,75	4,92	7,11	- 2,19	0,79	- 1,73	- 0,50	- 0,61	+ 0,30	5,68
341	-26,25	8,39	12,28	- 3,89	0,61	- 2,37	0,25	- 0,79	- 0,20	9,71
357	- 33,75	12,11	16,41	- 4,30	0,38	- 1,63	- 7,79	- 0,92	+ 7,17	21,95
371	- 41,25	11,77	18,20	- 6,43	0,13	- 0,84	- 6,51	- 0,99	6,44	23,80
370	- 48,75	7,83	17,42	- 9,59	- 0,13	1,25	- 7,14	- 0,99	7,07	25,74
369	- 56,25	9,59	20,12	- 10,53	- 0,38	4,00	- 6,02	- 0,92	5,54	29,66
368	- 63,75	1,42	16,08	- 14,66	- 0,61	8,94	- 6,70	- 0,79	5,29	30,31
367	- 71,25	11,41	25,30	- 13,89	- 0,79	10,97	- 2,14	- 0,61	1,30	37,57
366	- 78,75	8,29	22,58	- 13,29	- 0,92	12,23	- 1,57	- 0,38	0,60	35,41
365	- 86,25	7,78	22,51	- 14,73	- 0,99	14,58	- 0,76	- 0,13	0,10	37,19

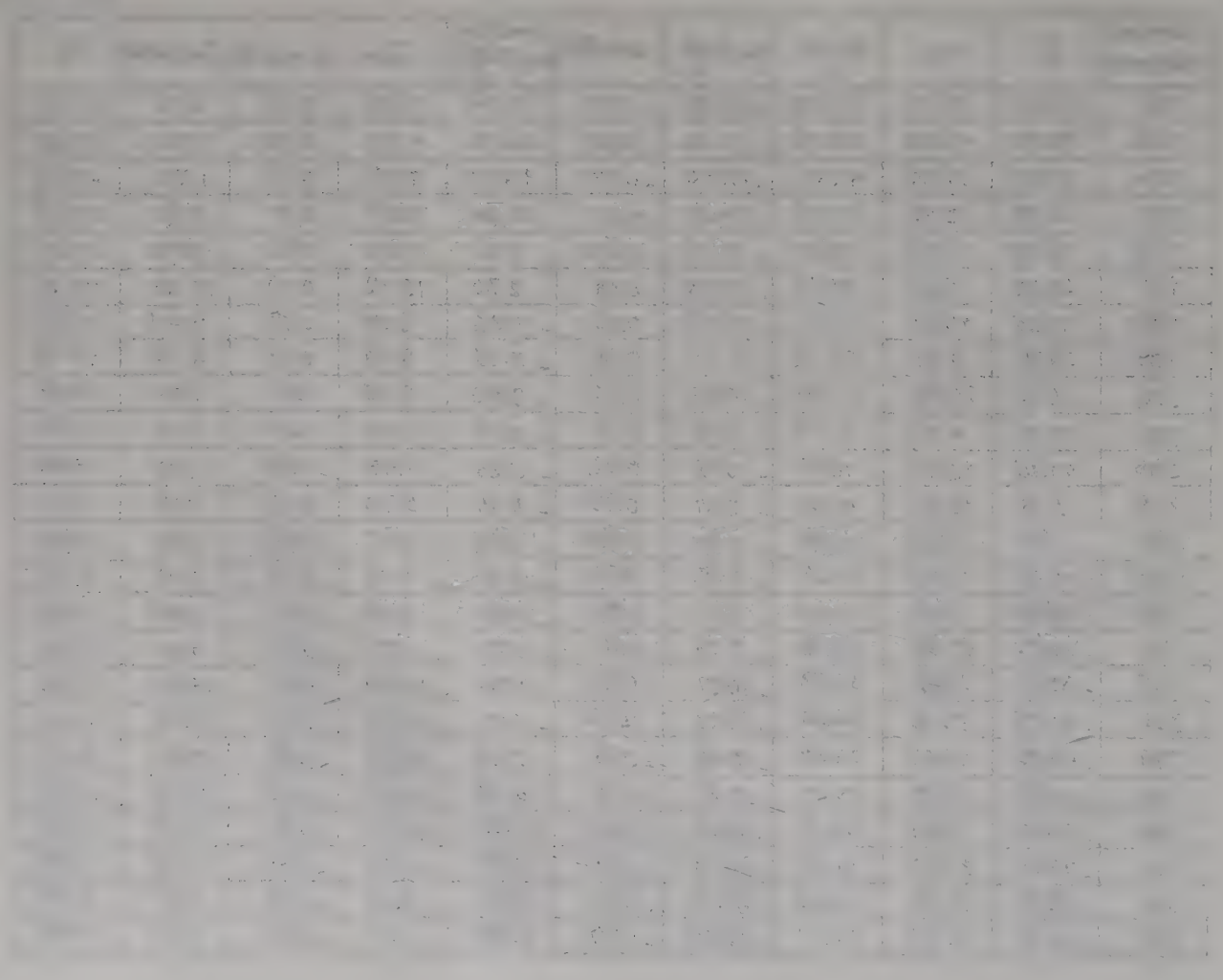
MAILLAGE II - TUYAU RIGIDE

DETERMINATION DES CONTRAINTES RADIALES σ_r

REMBLAIEMENT JUSQU'A LA COTE + 3,70 M

$\sigma_A \times 10^{-1}$ (t/m²)

Numéro Elément	θ	σ_x	$\frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}$	$\sigma_x - \frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}$	$\cos 2\theta$	$\cos 2\theta \times (\sigma_x - \frac{\sigma_1+\sigma_2}{2})$	τ_{xy}	$\sin 2\theta$	$\tau_{xy} \sin 2\theta$	σ_A
182	86.25	15.01	38.28	-23.27	- 0.99	23.04	0.98	0.13	0.13	61.45
183	78.75	15.58	38.14	- 22.56	- 0.92	20.76	1.98	0.38	0.75	59.65
184	71.25	19.24	42.04	- 22.80	- 0.79	18.01	2.19	0.61	1.34	61.39
185	63.75	2.70	27.39	- 24.69	- 0.61	15.06	9.87	0.79	7.80	50.25
186	56.25	13.79	33.24	- 19.45	- 0.38	7.39	9.54	0.92	8.78	49.41
187	48.75	9.82	27.55	- 17.73	- 0.13	2.30	12.12	0.99	12.00	41.85
188	41.25	15.22	29.31	- 14.09	0.13	- 1.83	9.54	0.99	9.44	36.92
189	33.75	9.95	23.52	- 13.57	0.38	- 5.15	9.51	0.92	8.75	27.12
206	26.25	16.82	31.70	- 14.88	0.61	- 9.08	7.05	0.79	5.57	28.19
225	18.75	4.42	11.48	- 7.05	0.79	- 5.57	12.03	0.61	7.34	13.25
246	11.25	12.99	18.74	- 5.75	0.92	- 5.29	7.98	0.38	3.03	16.48
269	3.75	12.31	15.98	- 3.67	0.99	- 3.63	5.30	0.13	0.69	13.04
281	- 3.75	13.35	16.56	- 3.21	0.99	- 3.18	2.15	- 0.13	0.28	13.66
303	- 11.25	13.52	17.29	- 3.77	0.92	- 3.47	- 1.08	- 0.38	0.41	14.23
323	- 18.75	9.48	14.65	- 5.17	0.79	- 4.08	- 4.04	- 0.61	2.45	13.02
341	- 26.25	19.59	28.98	- 9.39	0.61	- 5.72	- 1.27	- 0.79	1.00	24.26
357	- 33.75	22.82	32.99	- 10.17	0.38	- 3.86	- 15.44	- 0.92	14.20	43.33
371	- 41.25	23.36	36.55	- 13.19	0.13	- 1.71	- 13.29	- 0.99	13.16	48.00
370	- 48.75	16.14	34.82	- 18.58	- 0.13	2.43	- 15.98	- 0.99	15.82	53.07
369	- 56.25	17.29	39.51	- 22.22	- 0.38	8.44	- 14.12	- 0.92	12.99	60.94
368	- 63.75	2.94	33.07	- 30.13	- 0.61	18.38	- 14.14	- 0.79	11.17	62.62
367	- 71.25	21.90	50.69	- 28.79	- 0.79	22.74	- 4.83	- 0.61	2.95	76.36
366	- 78.75	17.33	46.43	- 29.10	- 0.92	26.77	- 3.08	- 0.38	1.17	74.37
365	- 86.25	16.23	46.07	- 29.84	- 0.99	29.55	- 1.57	- 0.13	0.20	75.82

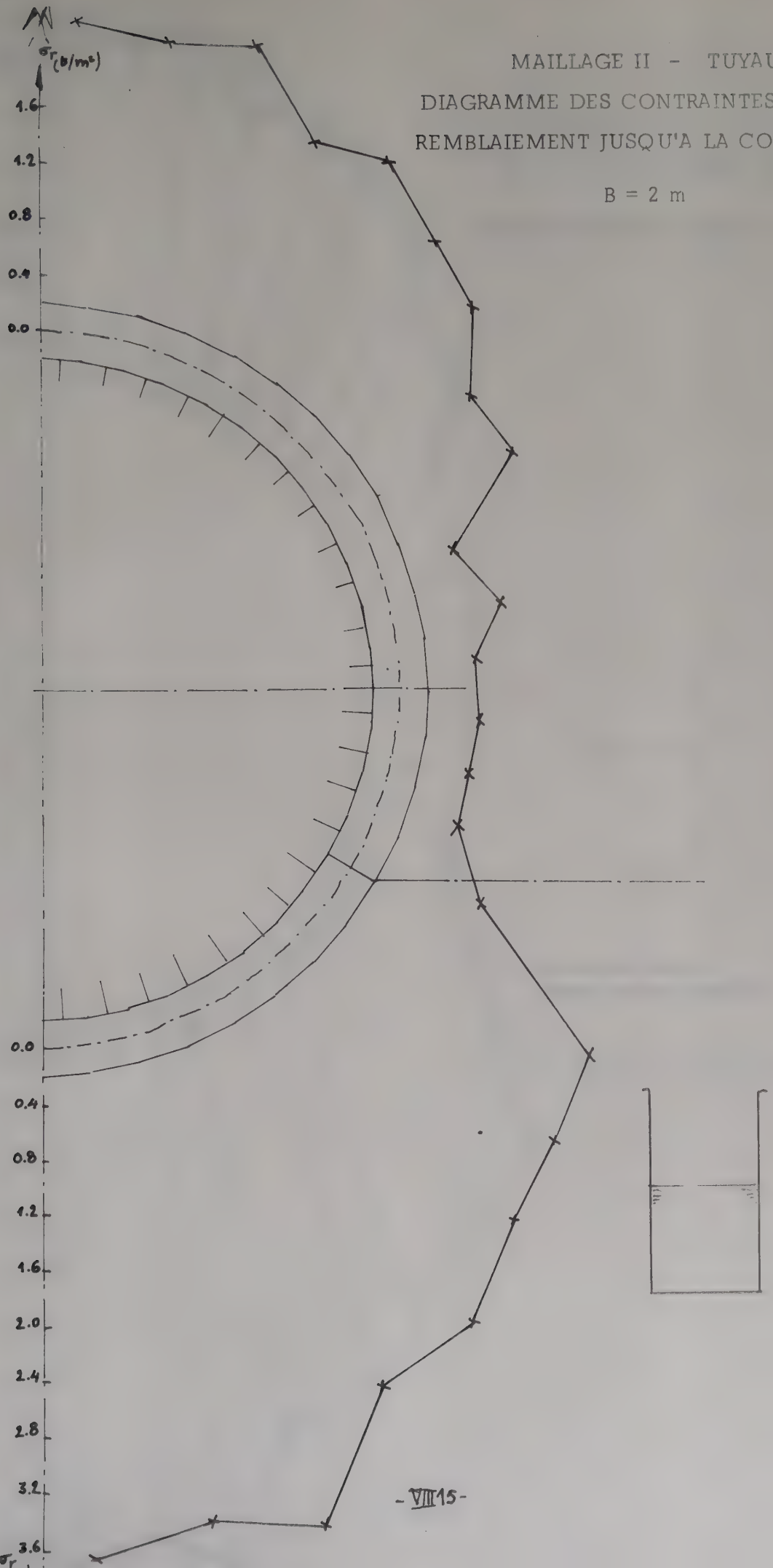


MAILLAGE II - TUYAU RIGIDE

DIAGRAMME DES CONTRAINTES RADIALES σ_r

REMBLAIEMENT JUSQU'A LA COTE + 1,95 M

B = 2 m

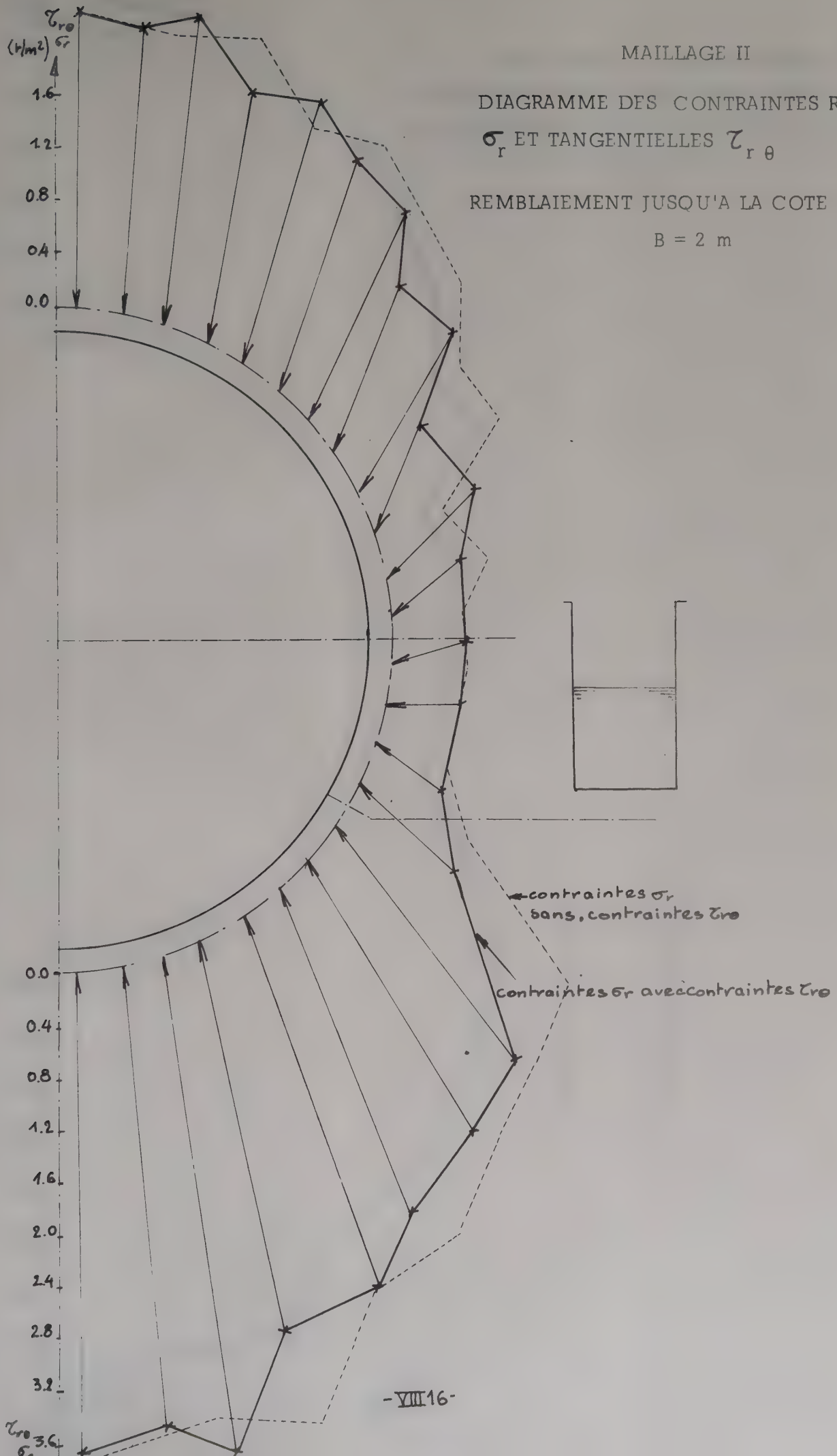


MAILLAGE II

DIAGRAMME DES CONTRAINTES RADIALES σ_r ET TANGENTIELLES $\tau_{r\theta}$

REMBLAIEMENT JUSQU'A LA COTE + 1,95 m

B = 2 m

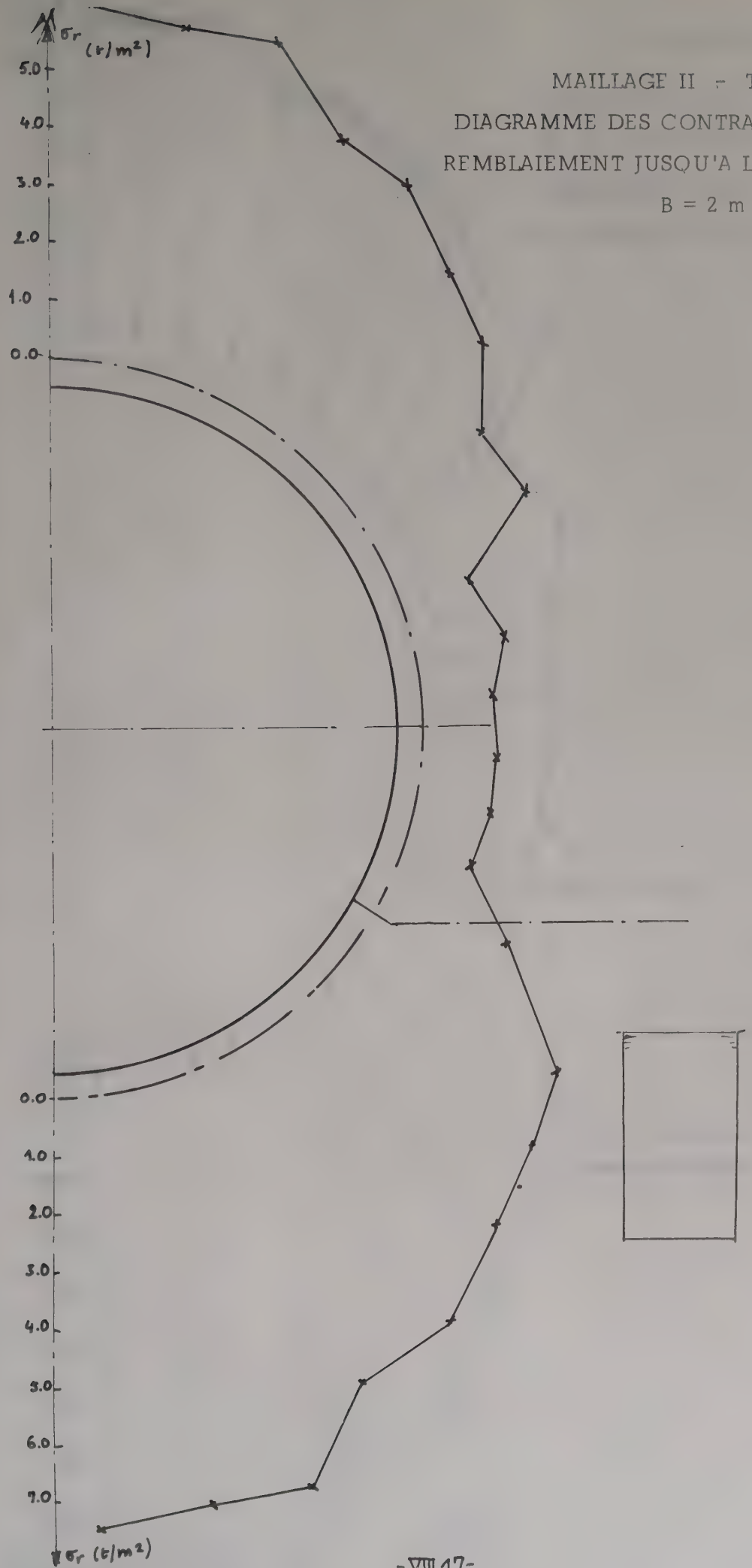


MAILLAGE II - TUYAU RIGIDE

DIAGRAMME DES CONTRAINTES RADIALES σ_r

REMBLAIEMENT JUSQU'A LA COTE + 3,70 M

B = 2 m



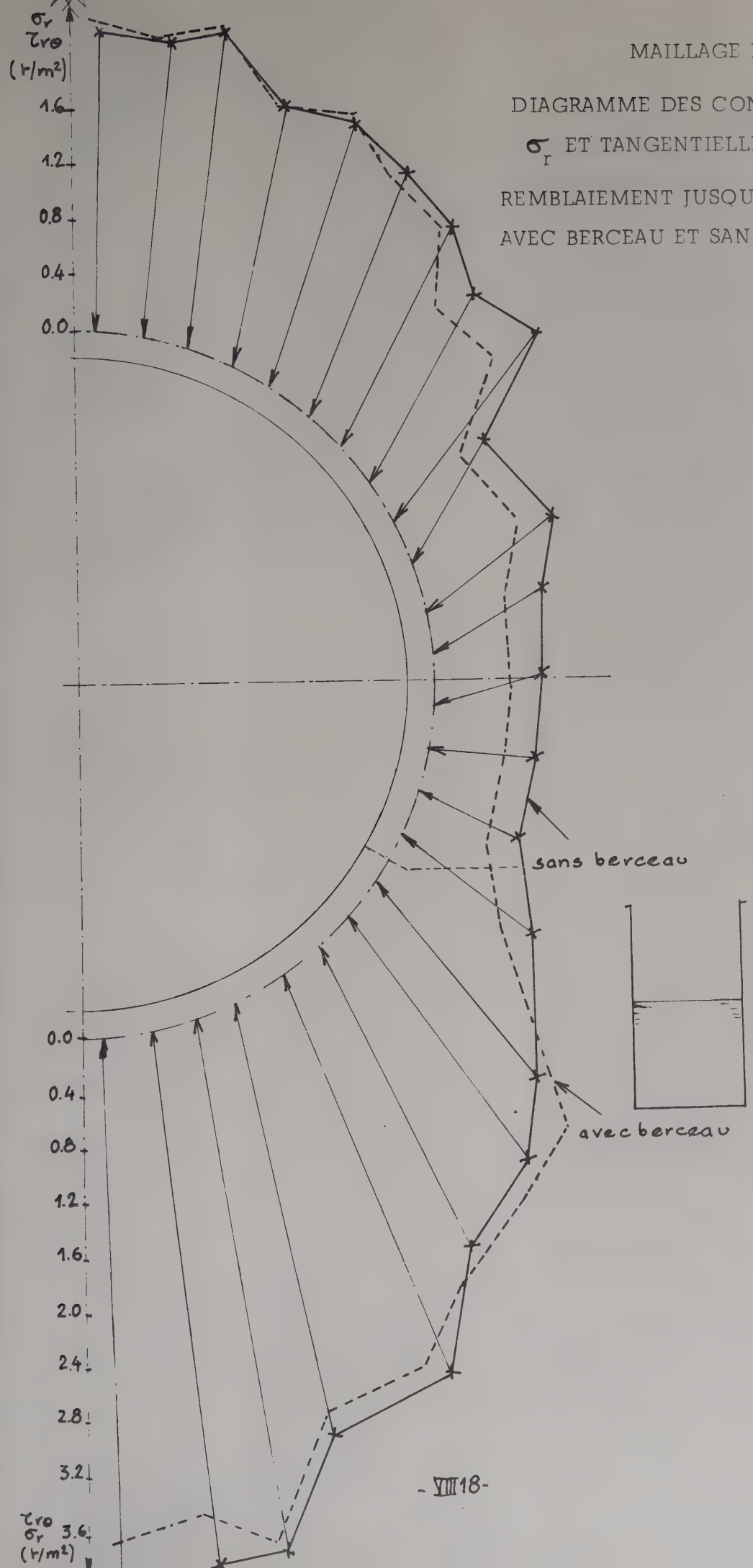
MAILLAGE II

DIAGRAMME DES CONTRAINTES RADIALES

σ_r ET TANGENTIELLES $\tau_{r\theta}$

REMBLAIEMENT JUSQU'A LA COTE + 1,95 M

AVEC BERCEAU ET SANS BERCEAU B = 2 m

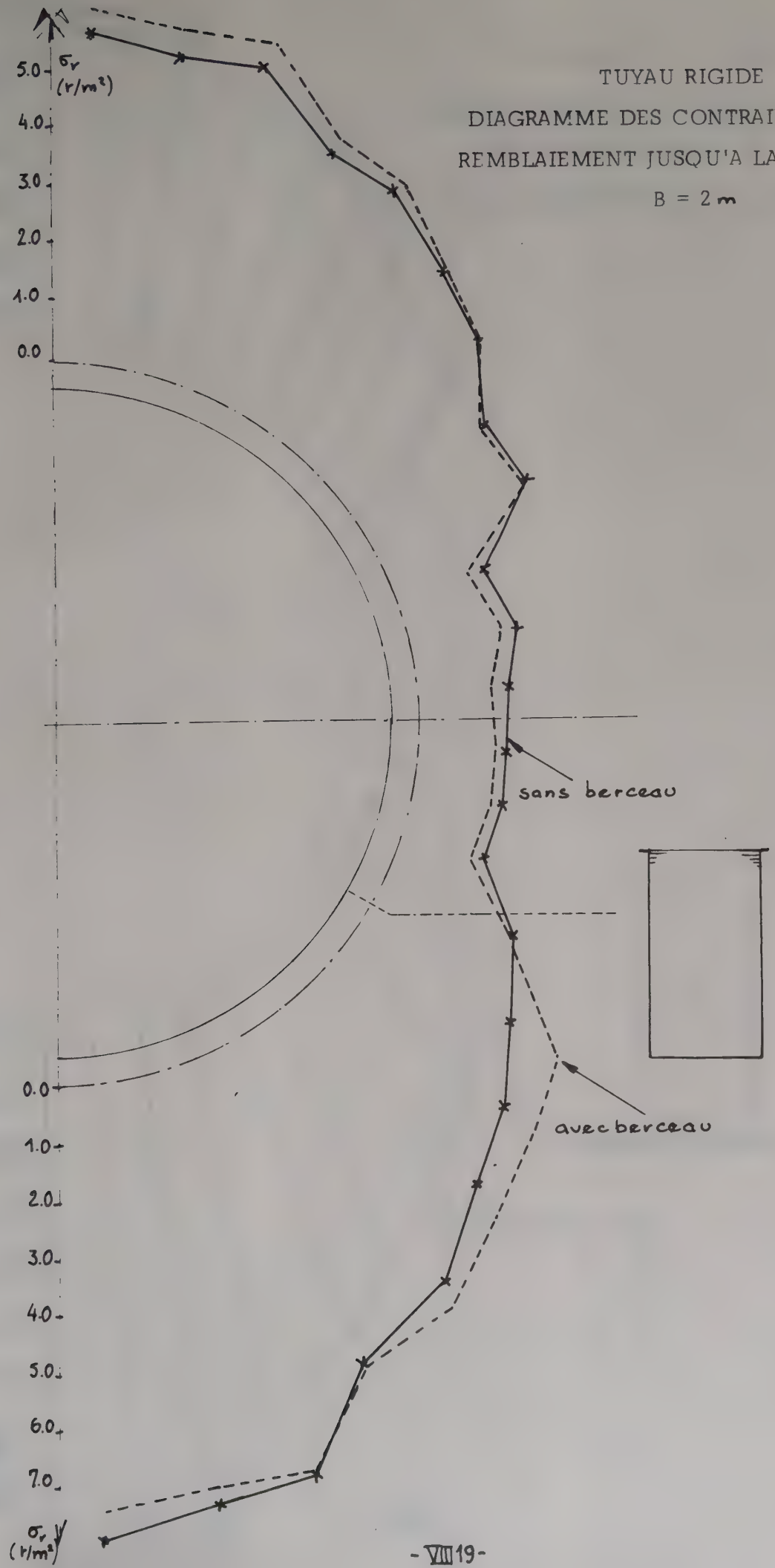


TUYAU RIGIDE

DIAGRAMME DES CONTRAINTES RADIALES σ_r

REMBLAIEMENT JUSQU'A LA COTE + 3,70 m

B = 2 m

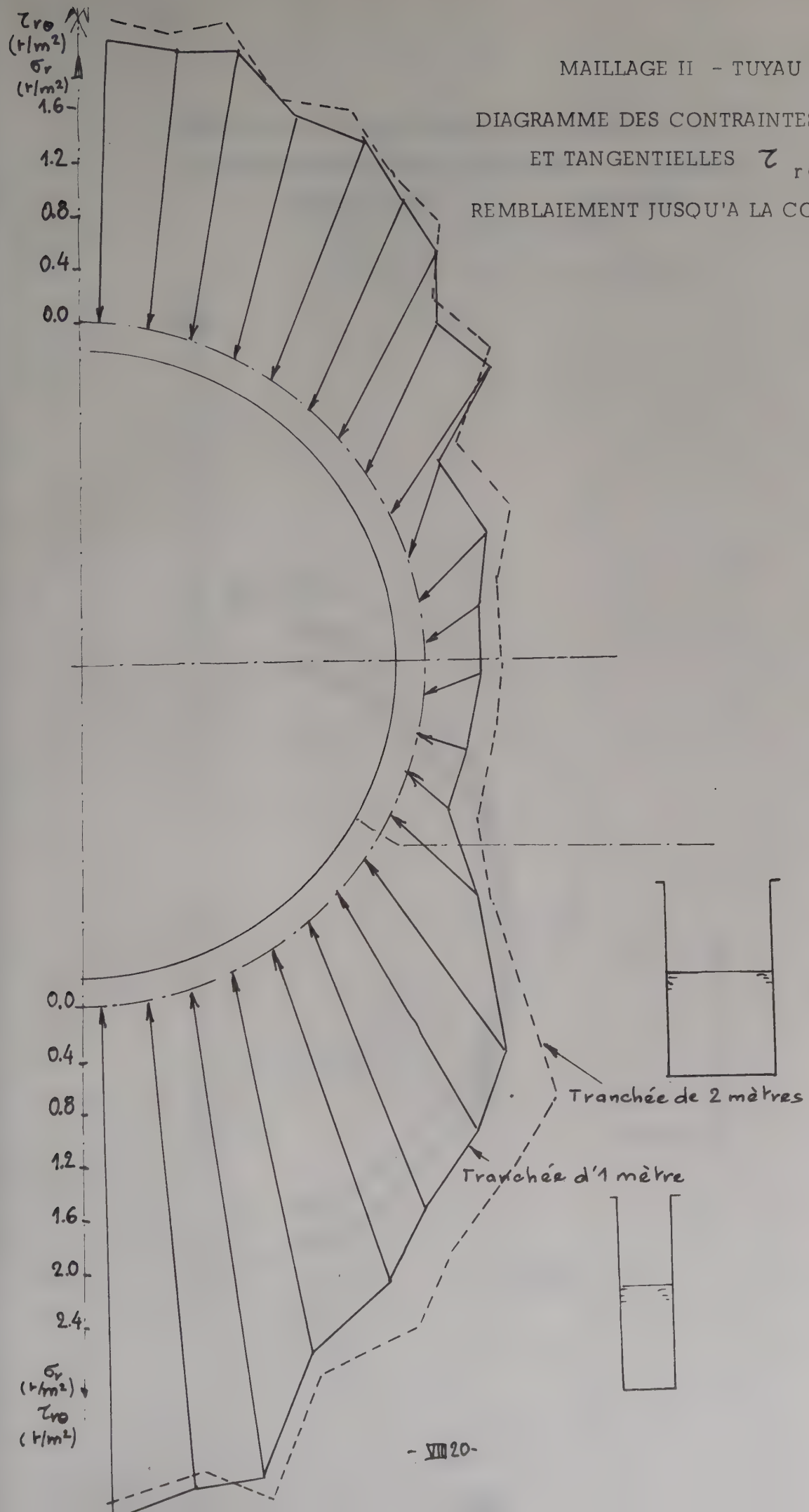


MAILLAGE II - TUYAU RIGIDE

DIAGRAMME DES CONTRAINTES RADIALES σ_r

ET TANGENTIELLES $\tau_{r\theta}$

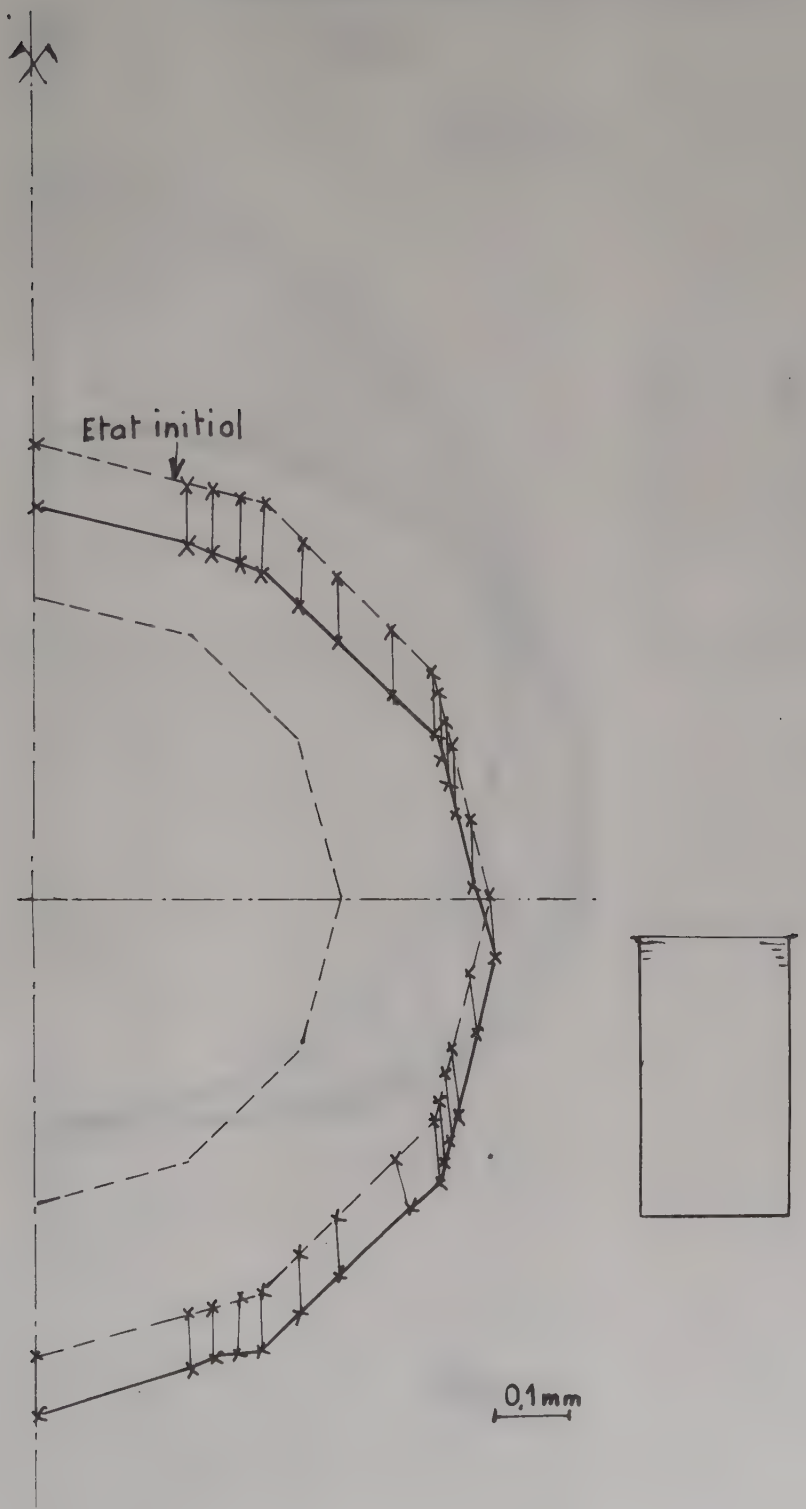
REMBLAIEMENT JUSQU'A LA COTE + 1,95 M



MAILLAGE I : DEPLACEMENT DES NOEUDS (x 10^2)

REMBLAIEMENT JUSQU'A LA COTE + 1,95 METRES

TUYAU RIGIDE Ech.1/5



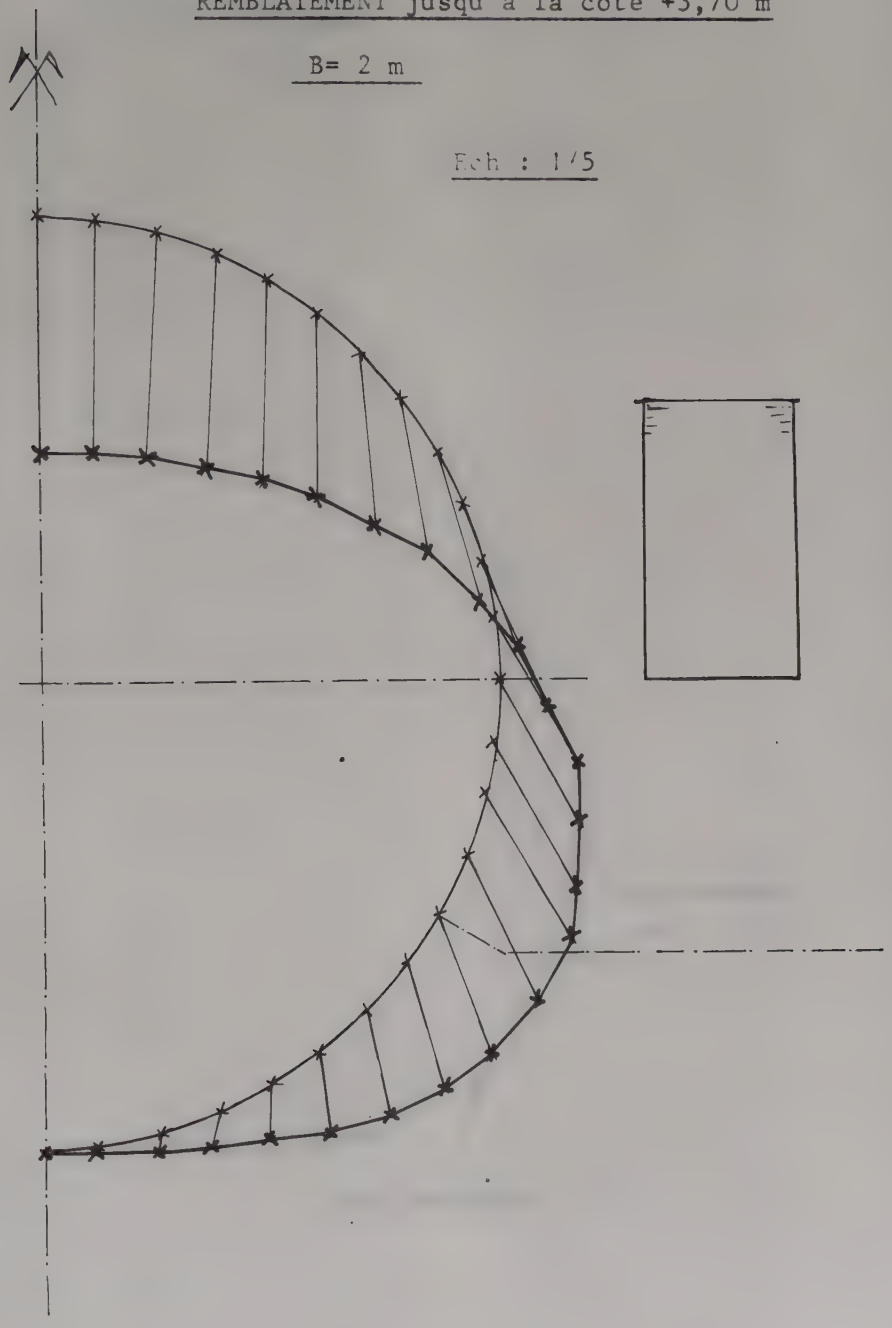
TUYAU RIGIDE

DEPLACEMENTS RELATIFS TOTAUX

REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +3,70 m

B= 2 m

Ech : 1/5



0,01mm

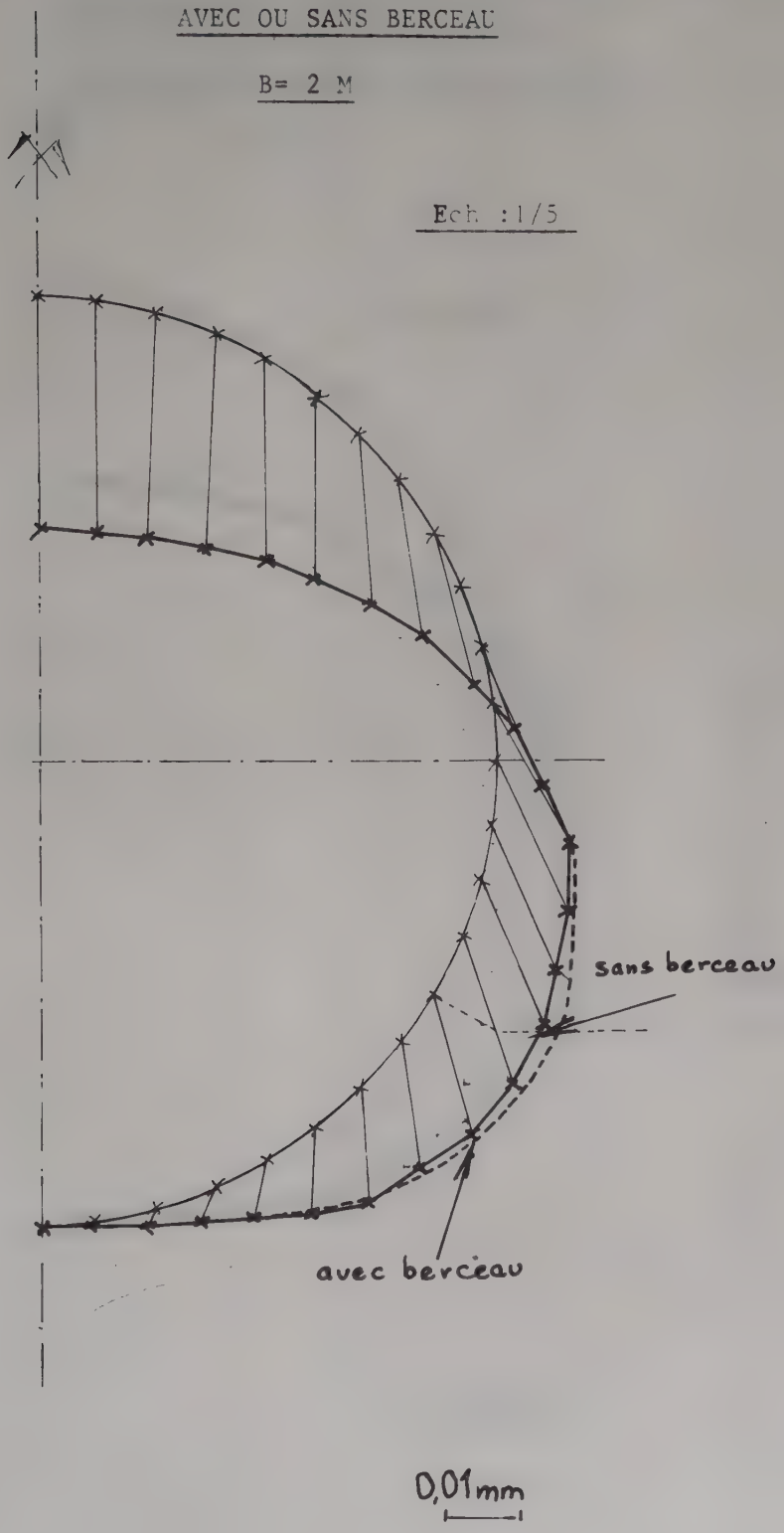
TUYAU RIGIDE

COMPARAISON DES DEPLACEMENTS RELATIFS TOTAUX

AVEC OU SANS BERCEAU

B= 2 M

Ech : 1/5



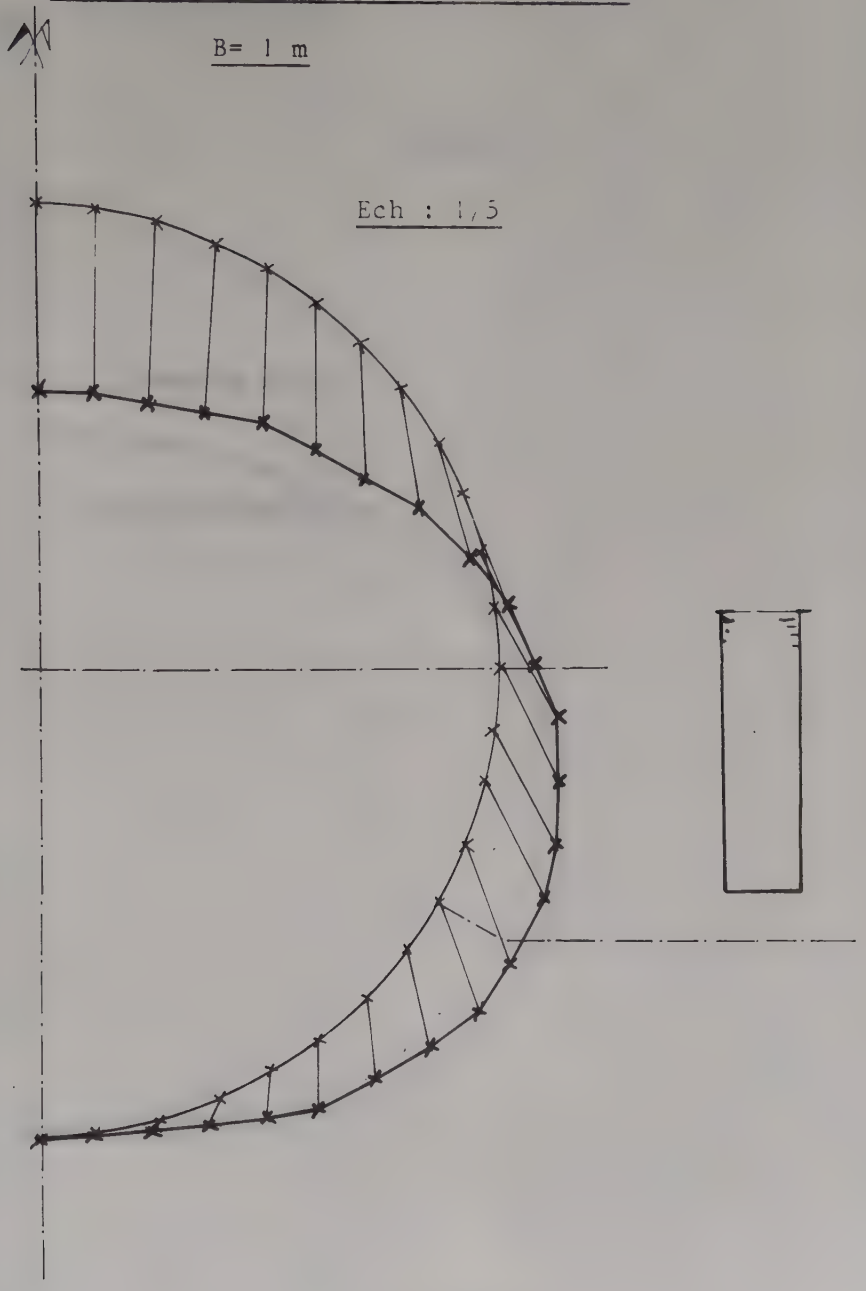
0,01mm

TUYAU RIGIDE

DEPLACEMENTS RELATIFS TOTAUX

REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +3,70 m

B= 1 m



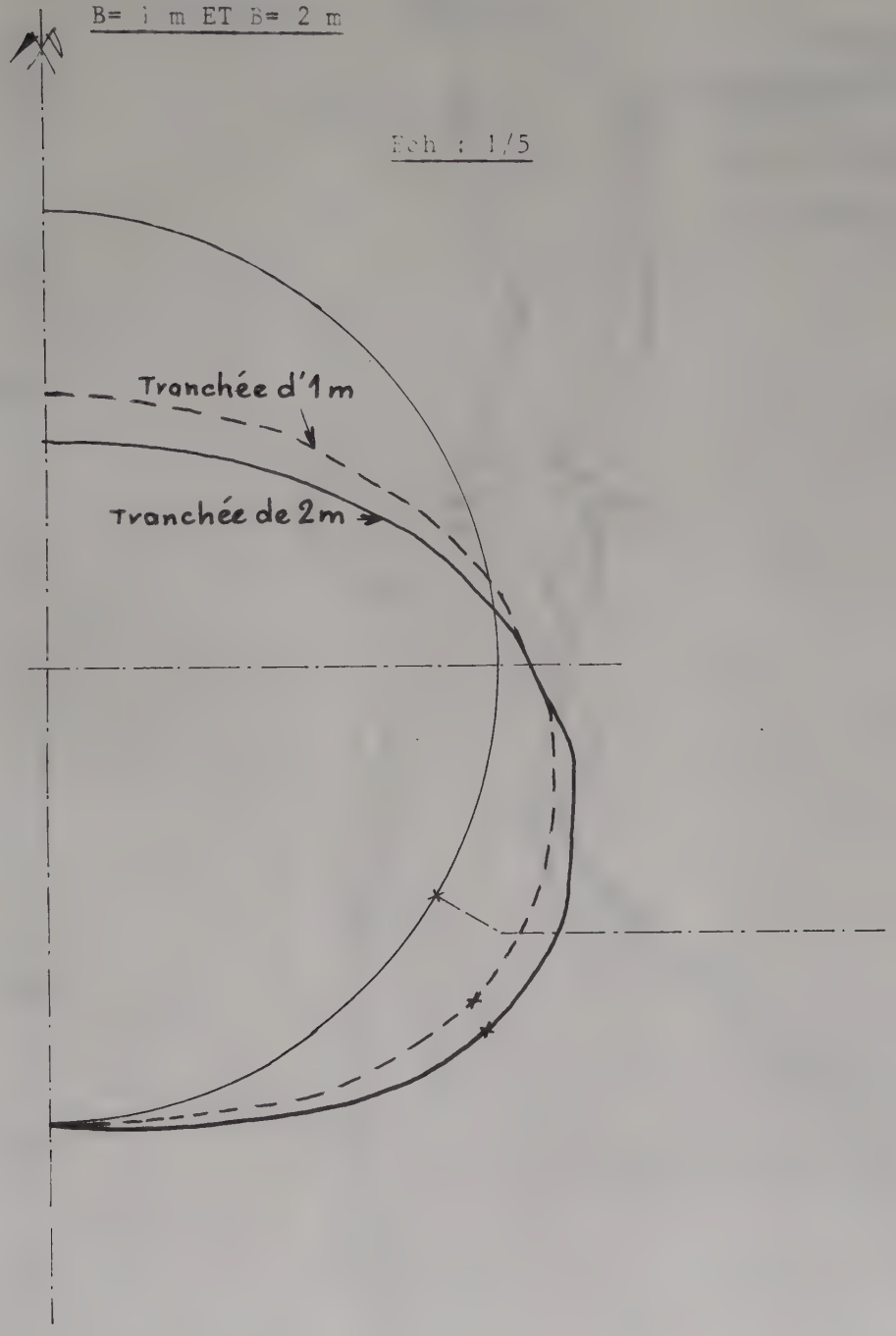
TUYAU RIGIDE

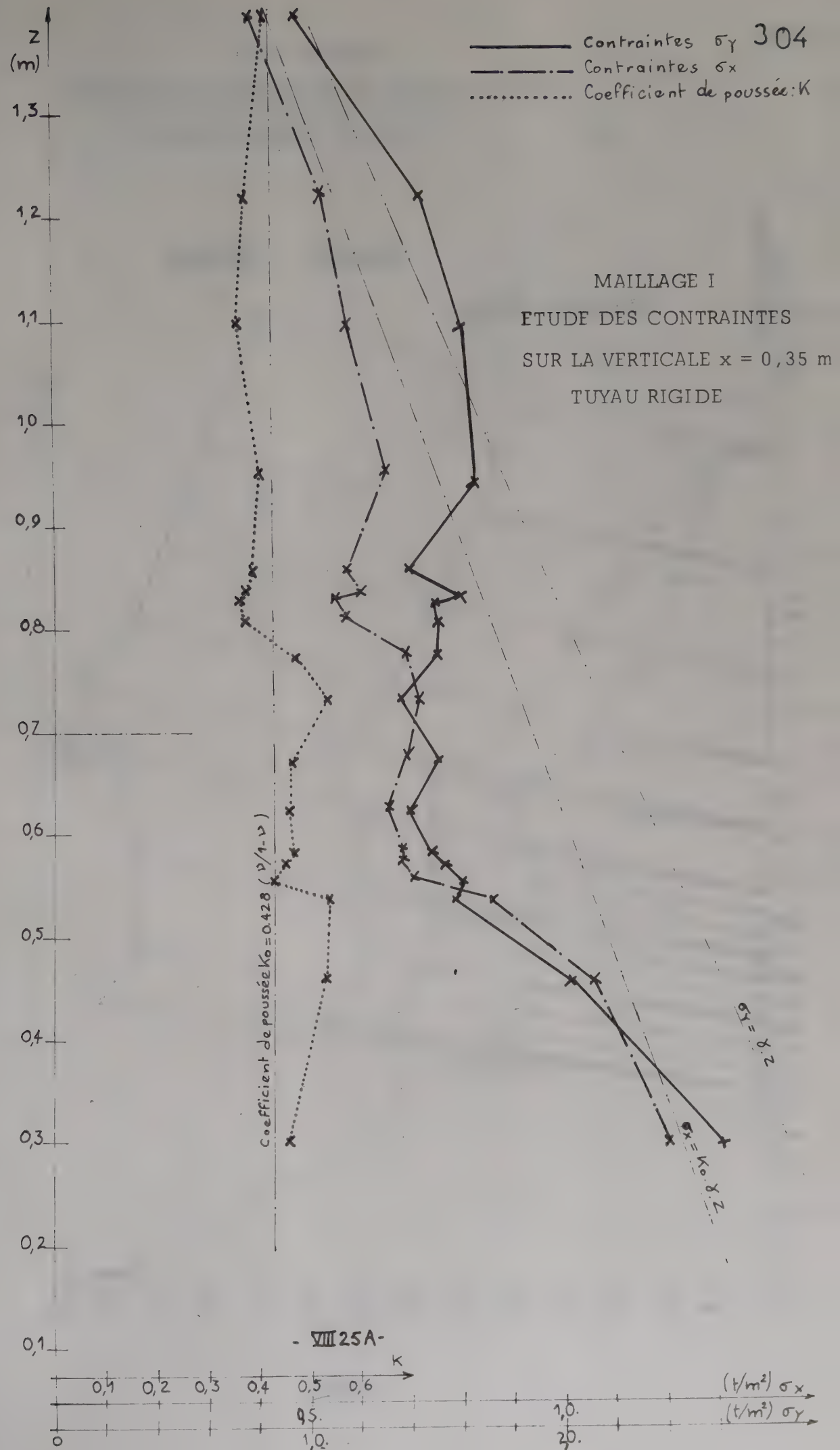
COMPARAISON DES DEPLACEMENTS RELATIFS TOTAUX

SUIVANT LA LARGEUR DE LA TRANCHEE

B= 1 m ET B= 2 m

Ech : 1/5

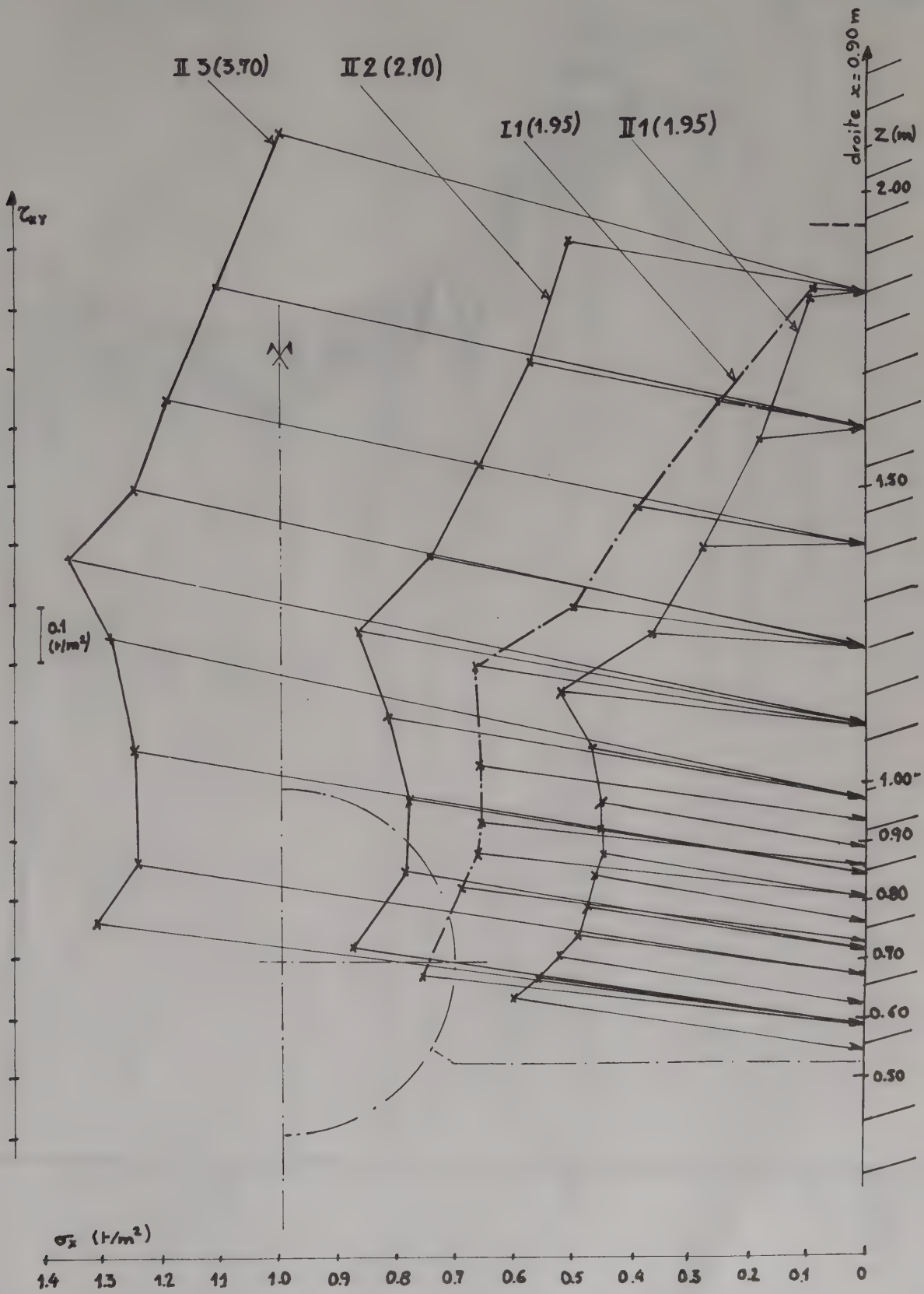



Z (m)
1,3
1,2
1,1
1,0
0,9
0,8
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
Contraintes σy
Contraintes σx
Coefficient de poussée: K
MAILLAGE I
ETUDE DES CONTRAINTES
SUR LA VERTICALE x = 0,35 m
TUYAU RIGIDE
Coefficient de poussée Ko = 0.428 (ν/1-ν)
σy = γ.z
σx = Ko.γ.z
K
0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6
(t/m²) σx
0,5. 1,0.
(t/m²) σy
0 1,0. 2,0.

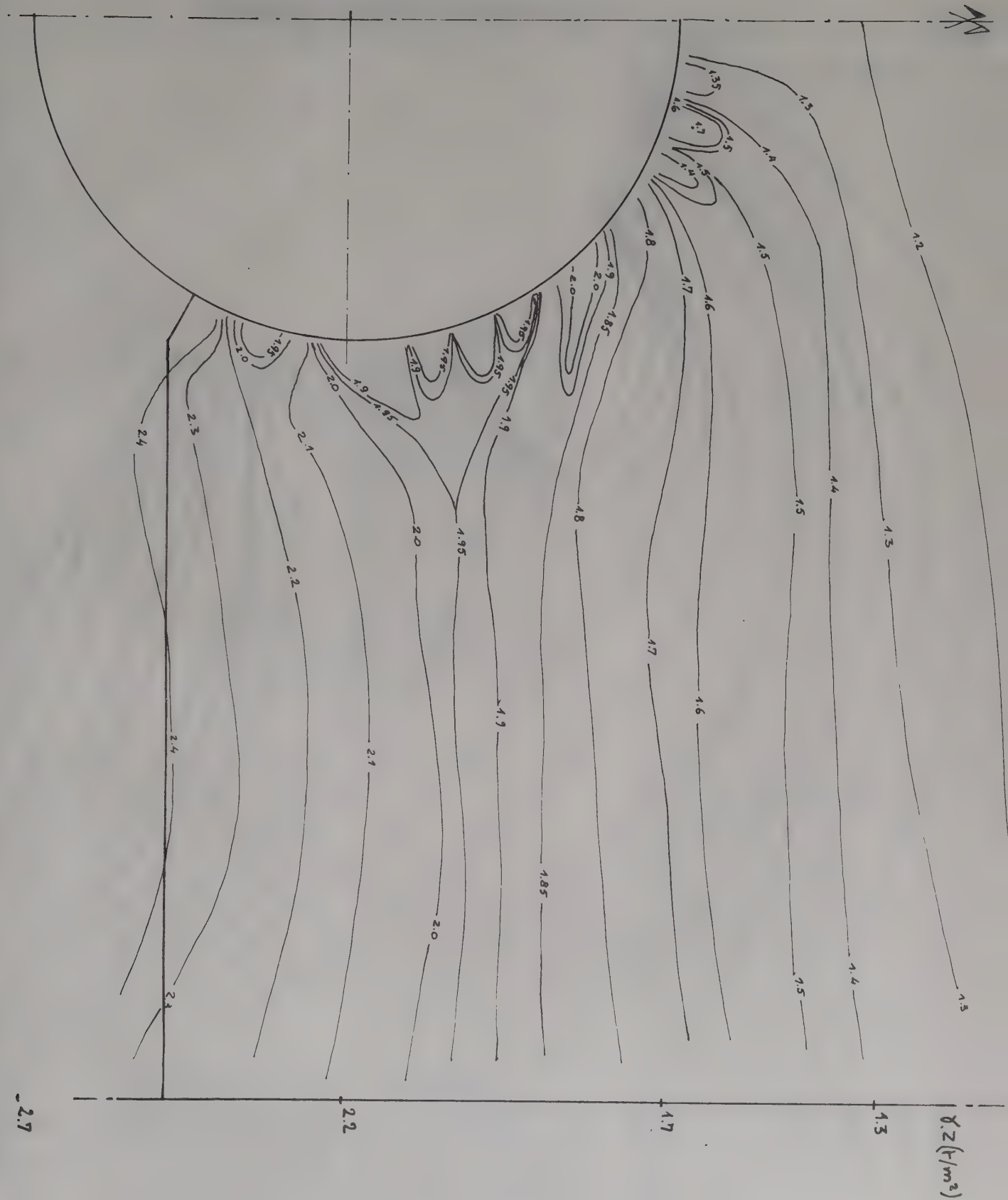
TUYAU RIGIDE

ETUDE DES POUSSEES SUR LA PAROI VERTICALE

DE LA TRANCHEE B = 2 m Ech. 1/10



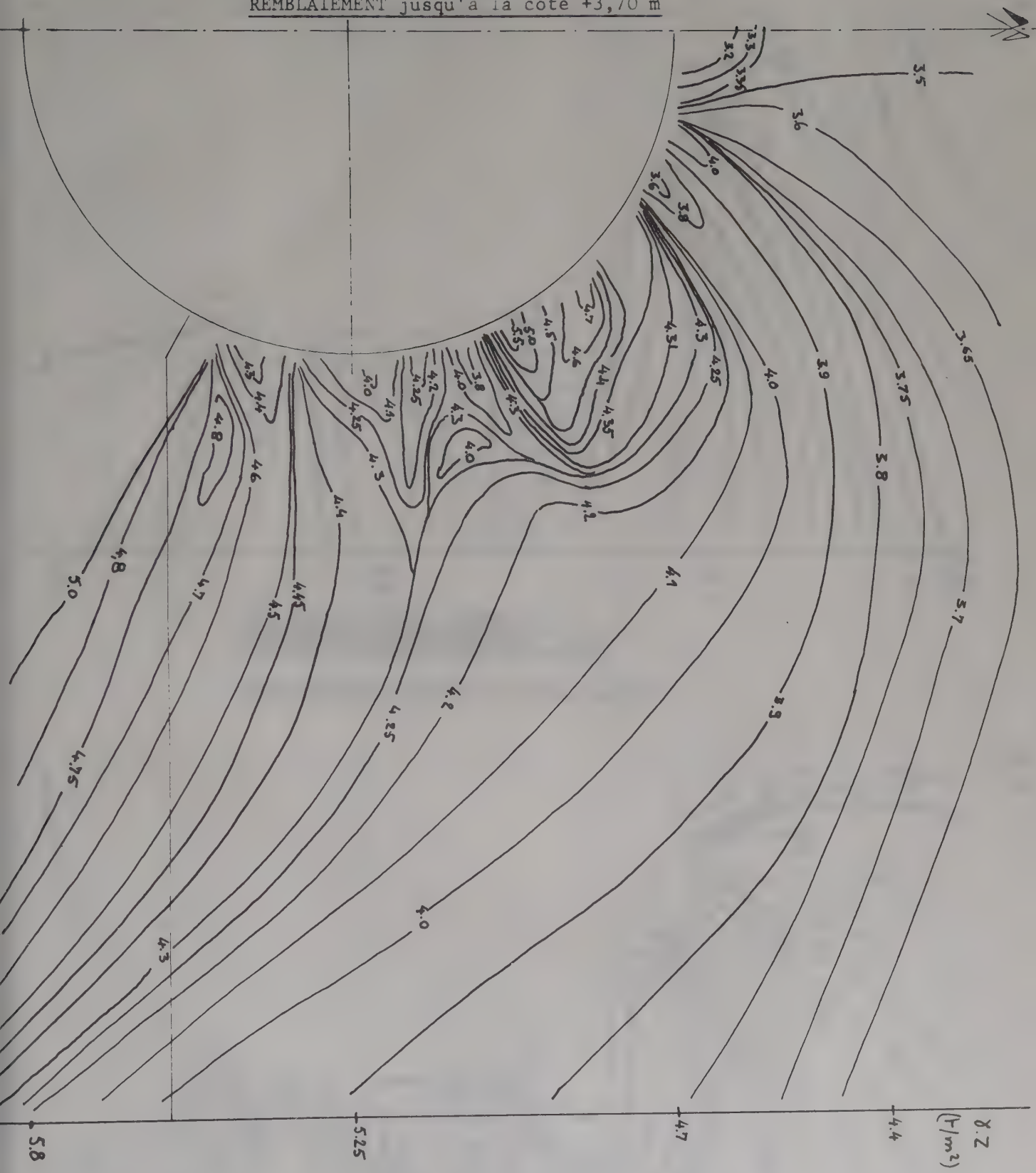
MAILLAGE II TUYAU SOUPLE B=2 m
COURBES ISOCONTRAINTES σy (t/m2)
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +1,95 m



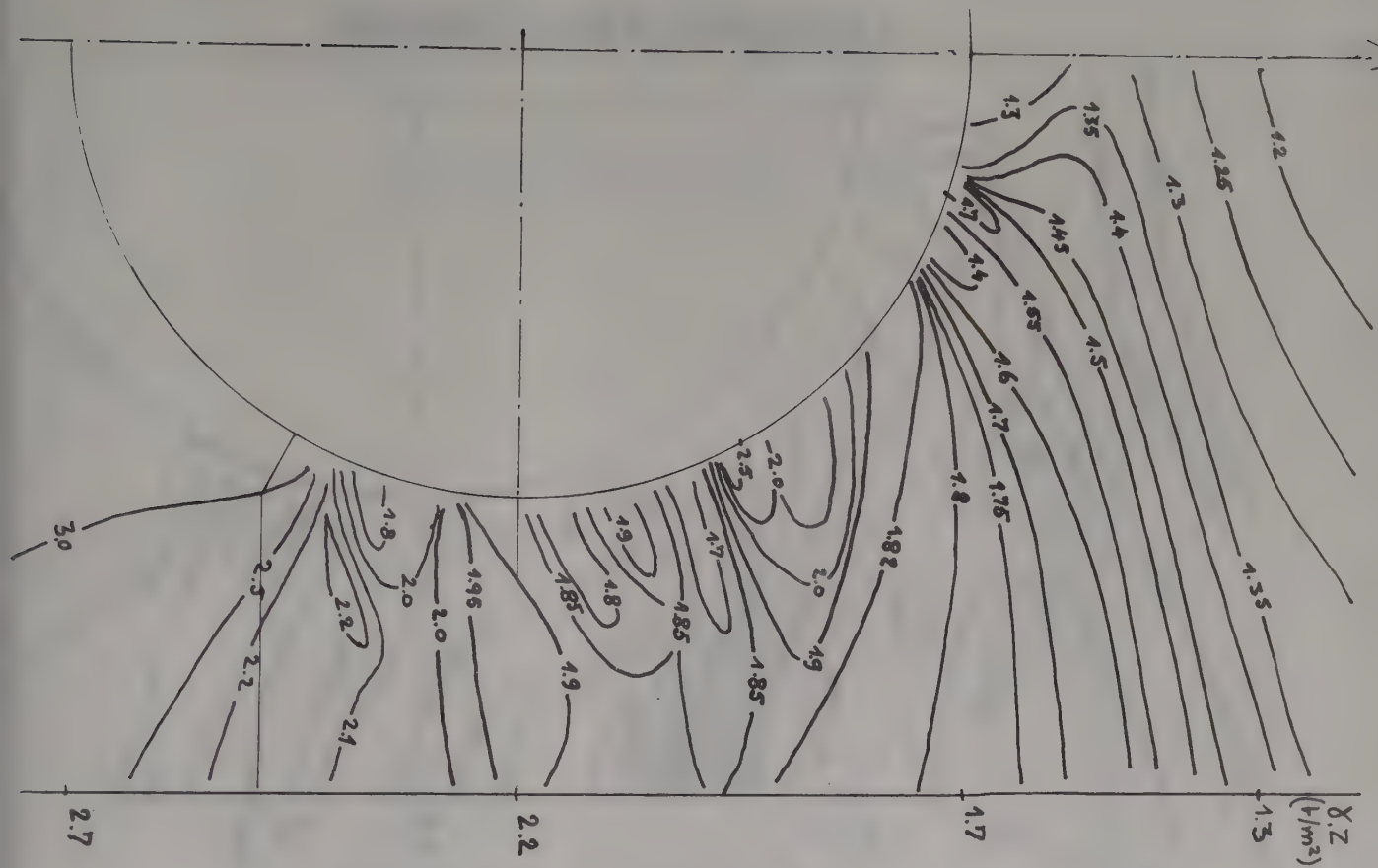
MAILLAGE II TUYAU SOUPLE B=2 m

COURBES ISOCONTRAINTES σy (t/m2)

REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +3,70 m

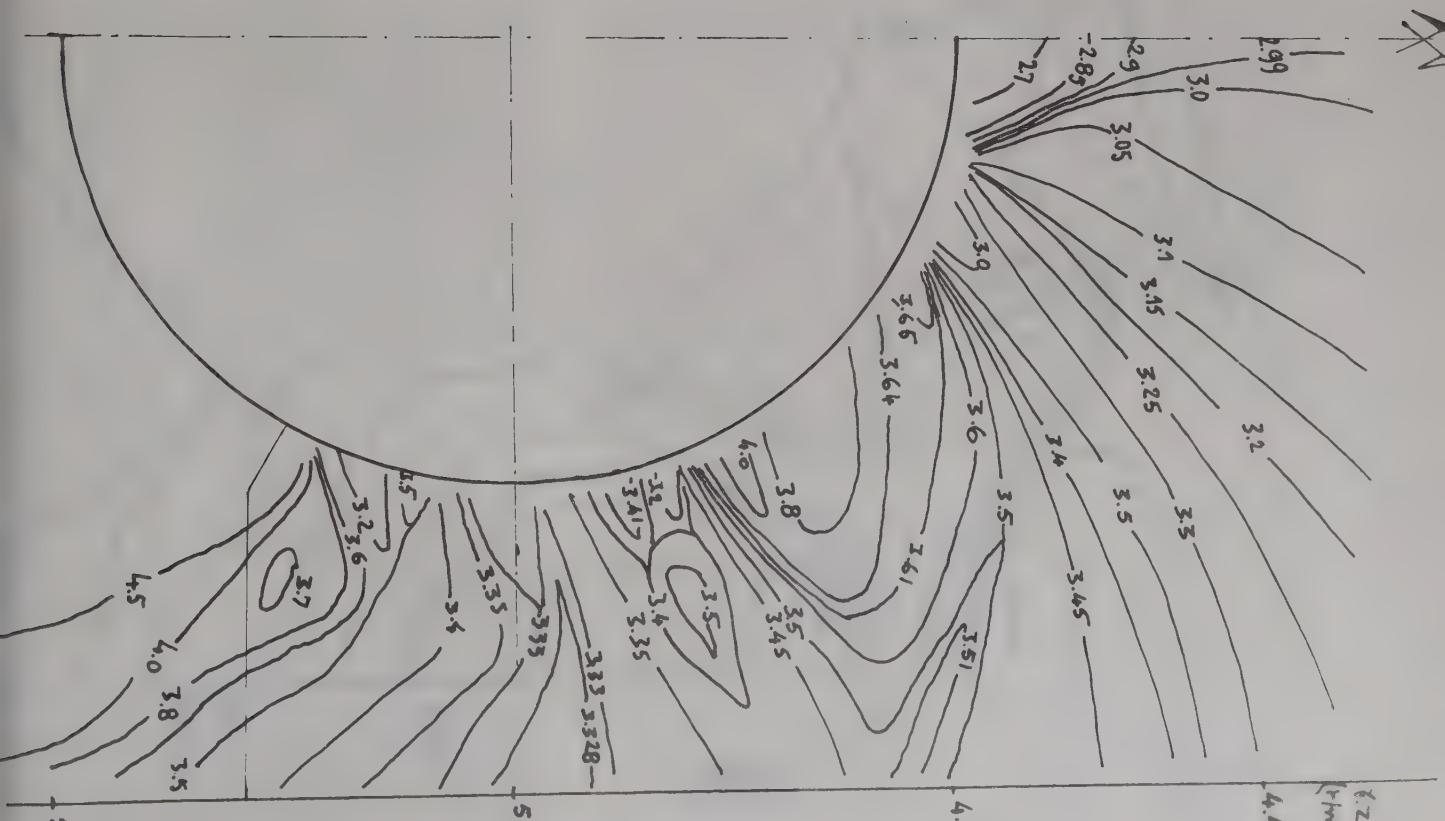


REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +1,95 M



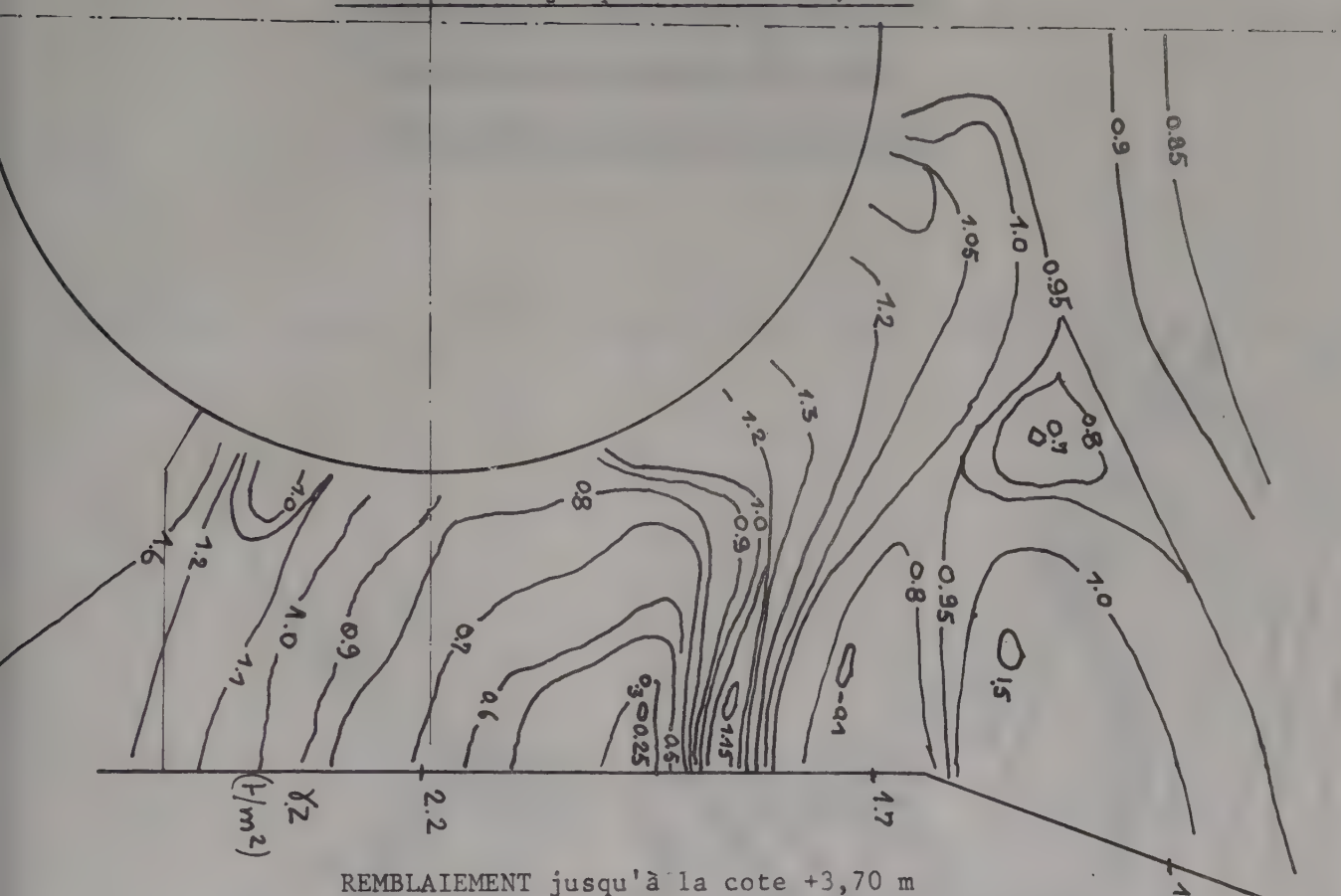
MAILLAGE II TUYAU SOUPLE B=1 M
COURBES ISOCONTRAINTES σ_y (t/m2)

REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +3,70 M

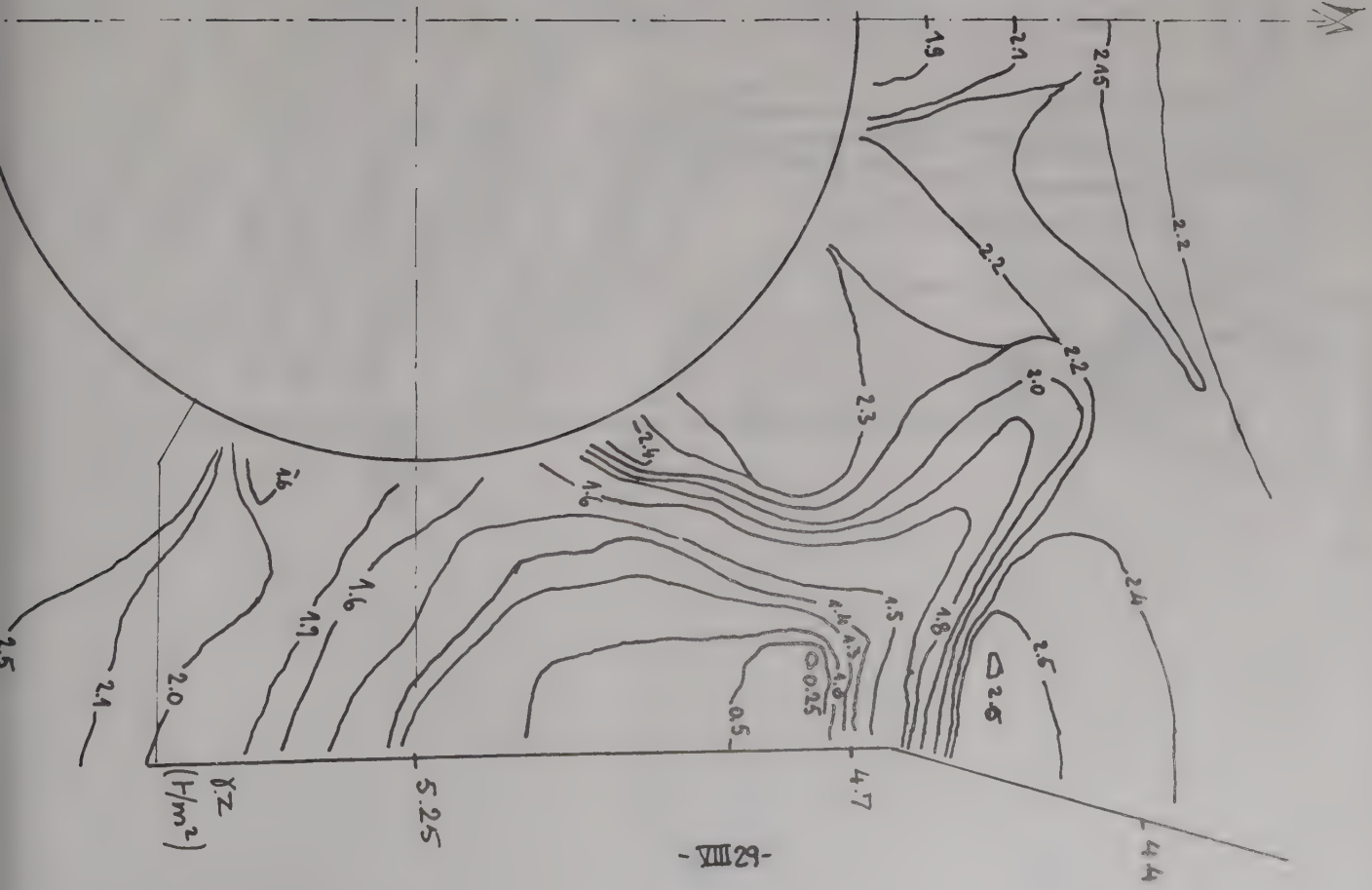


TRANCHEE B= 1 - PENTE DES PAROIS 1/3
COURBES ISOCONTRAINTES σ_y (t/m2)

REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +1,95 m



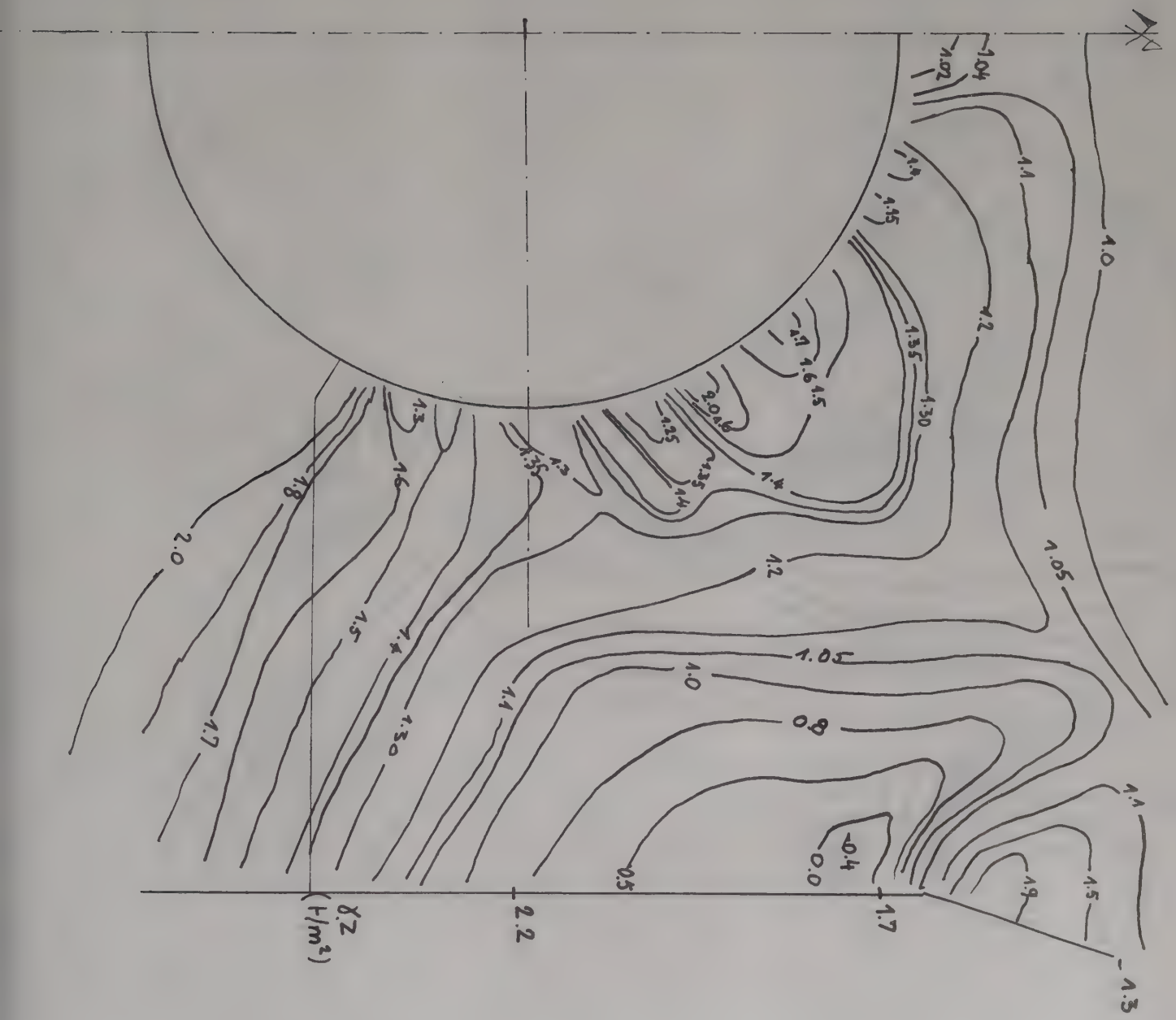
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +3,70 m



TRANCHEE B= 1,40 m PENTE DES PAROIS 1/3

COURBES ISOCONTRAINTES σ_y (t/m2)

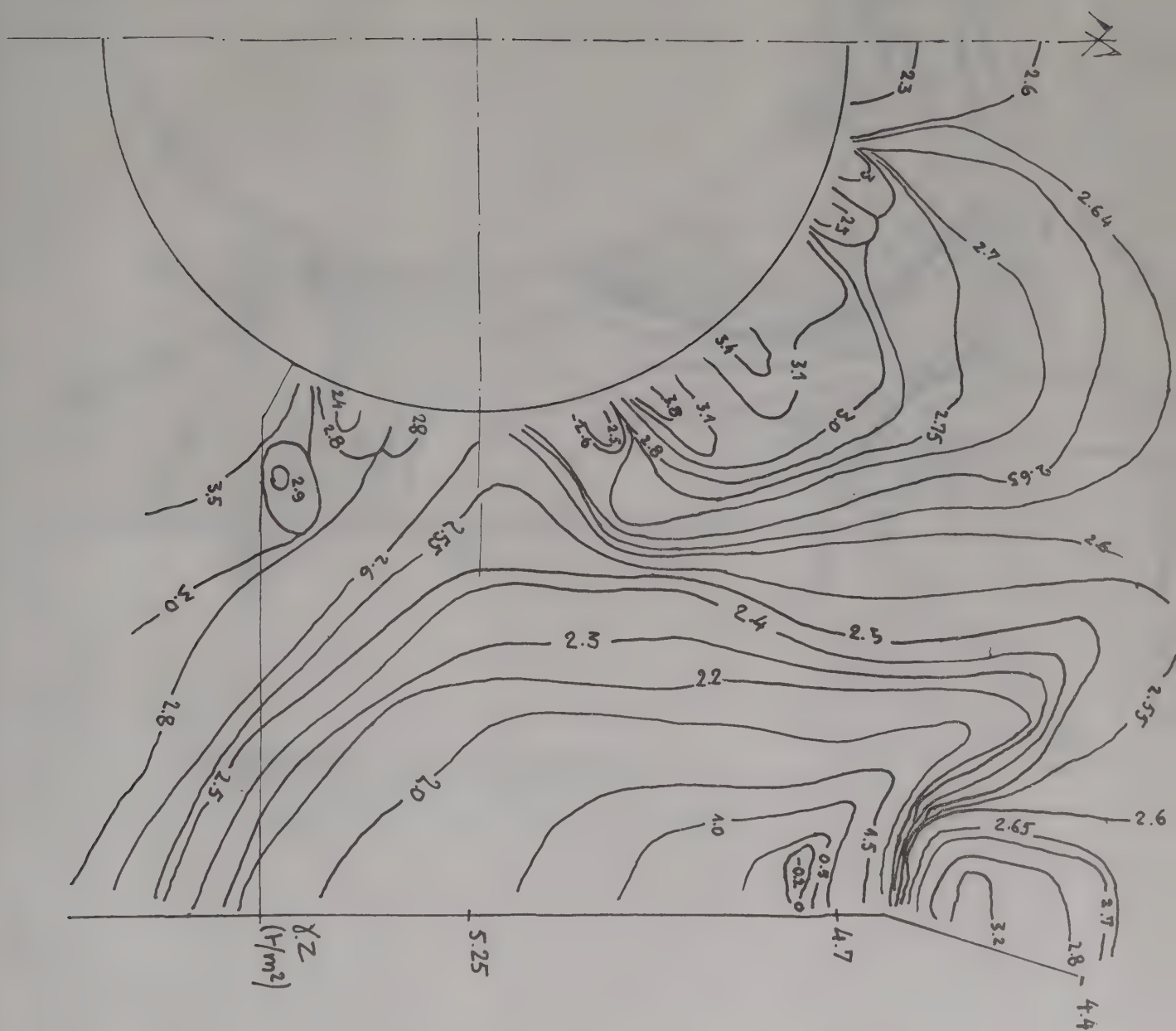
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +1,95 m



TRANCHEE B=1,40 m PENTE DES PAROIS 1/3

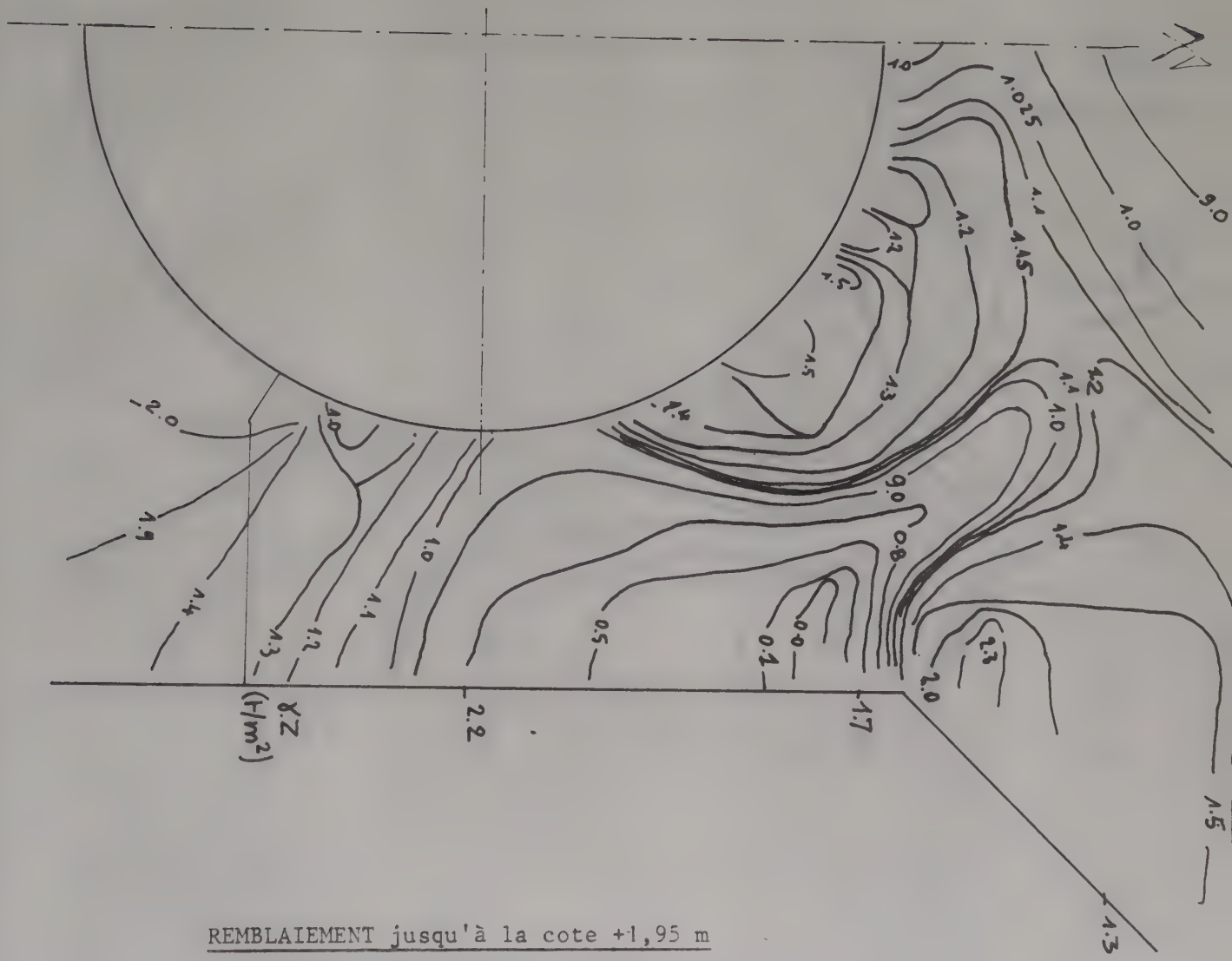
COURBES ISOCONTRAINTES σ_y (t/m2)

REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +3,70 m



TRANCHEE B= 1 m PENTE DES PAROIS 1/1

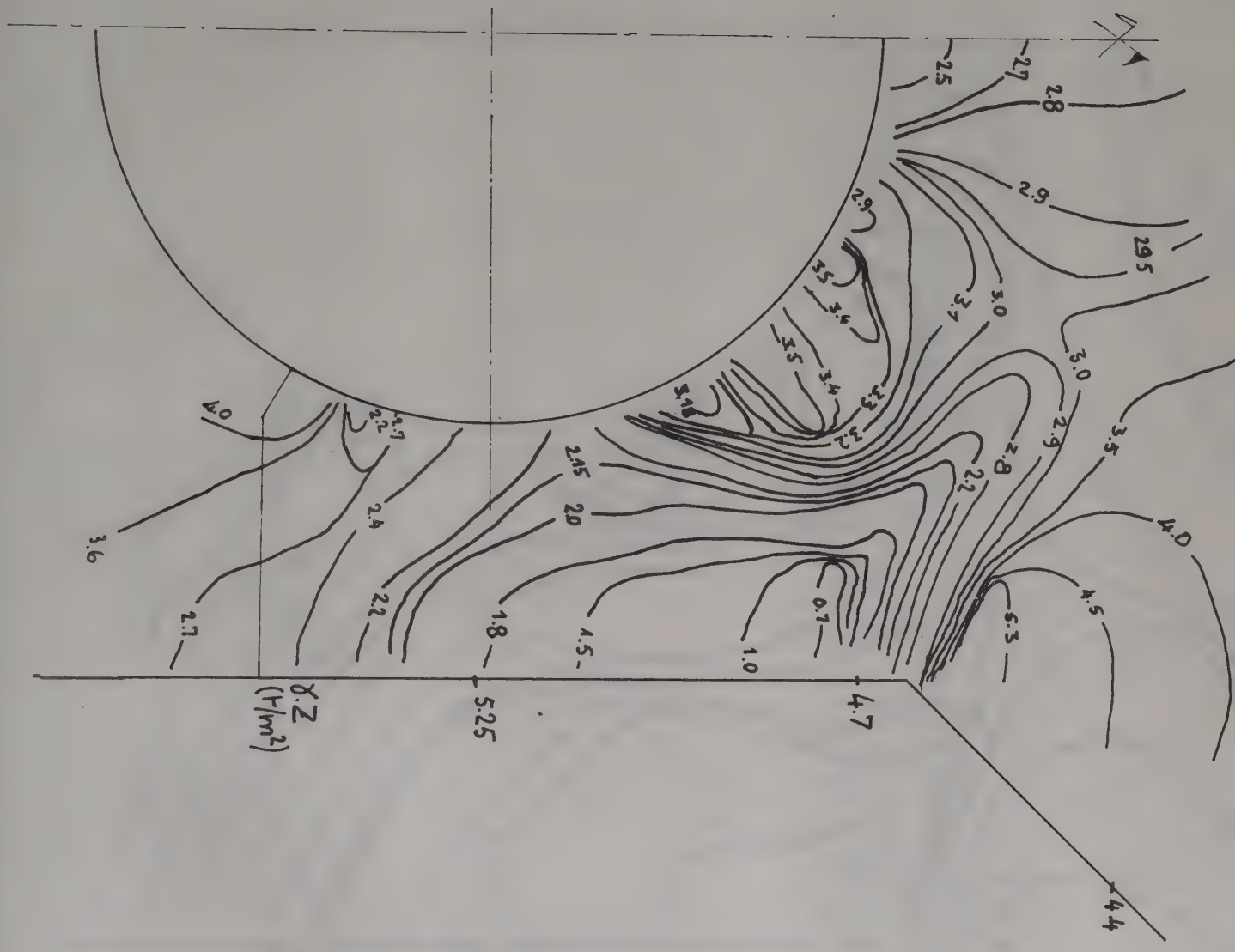
COURBES ISOCONTRAINTES σ_y (t/m2)



REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +1,95 m

TRACHEE B=1,40 m PENTE DES PAROIS 1/1

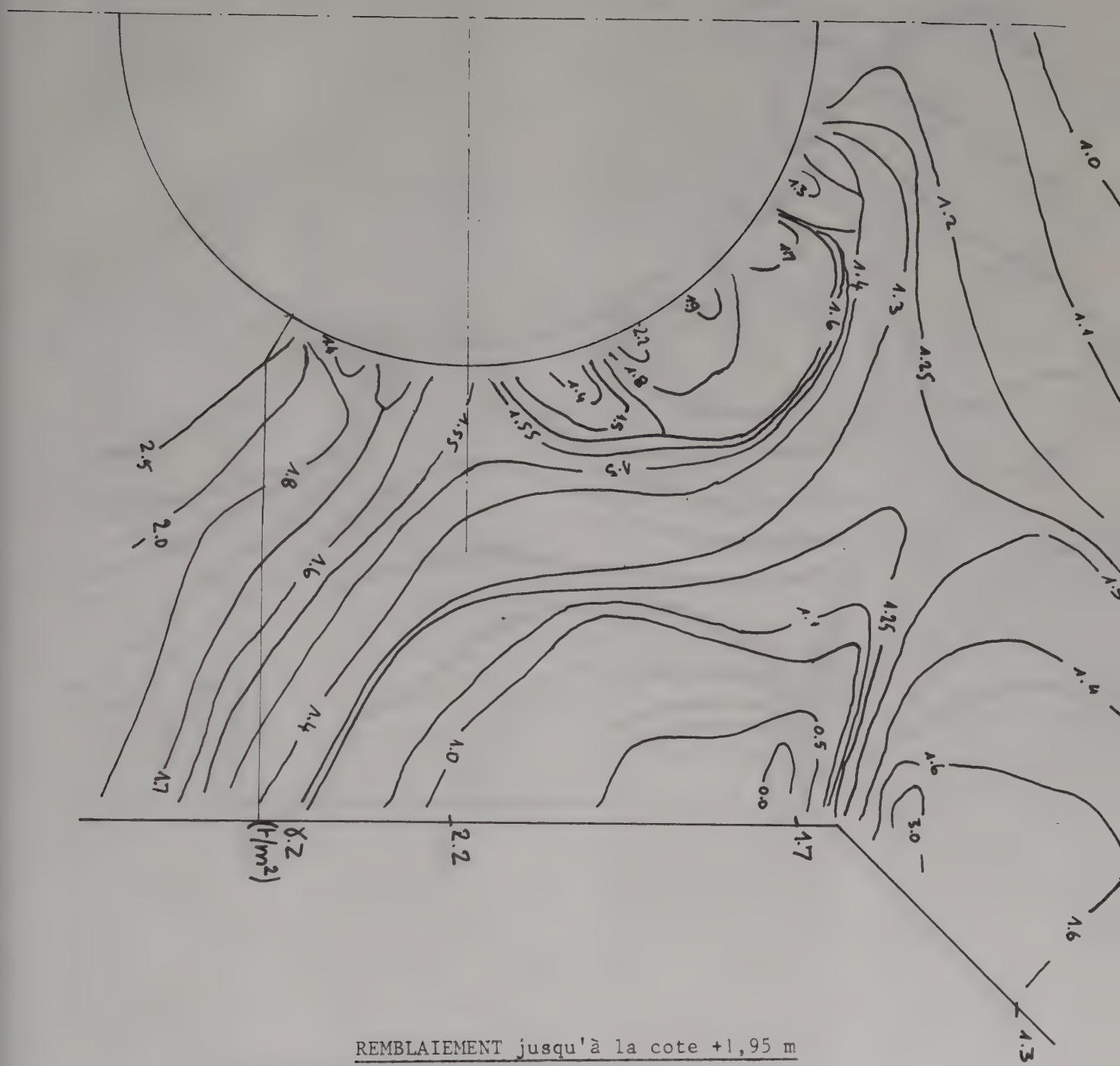
COURBES ISOCONTRAINTES σ_y (t/m2)



REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +3,70 m

TRANCHEE B= 1,40 M PENTE DES PAROIS 1/1

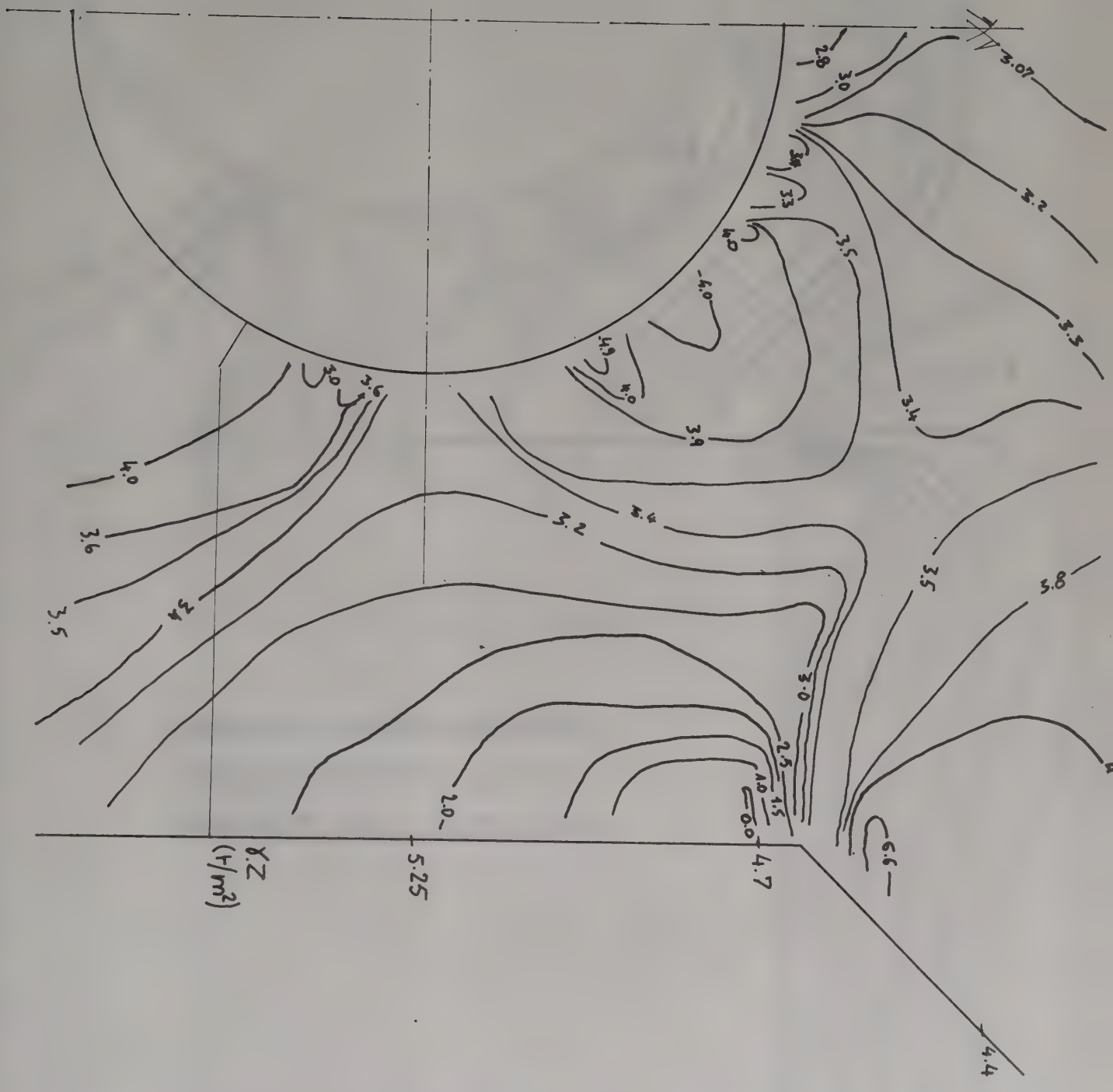
COURBES ISOCONTRAINTES σ_y (t/m2)



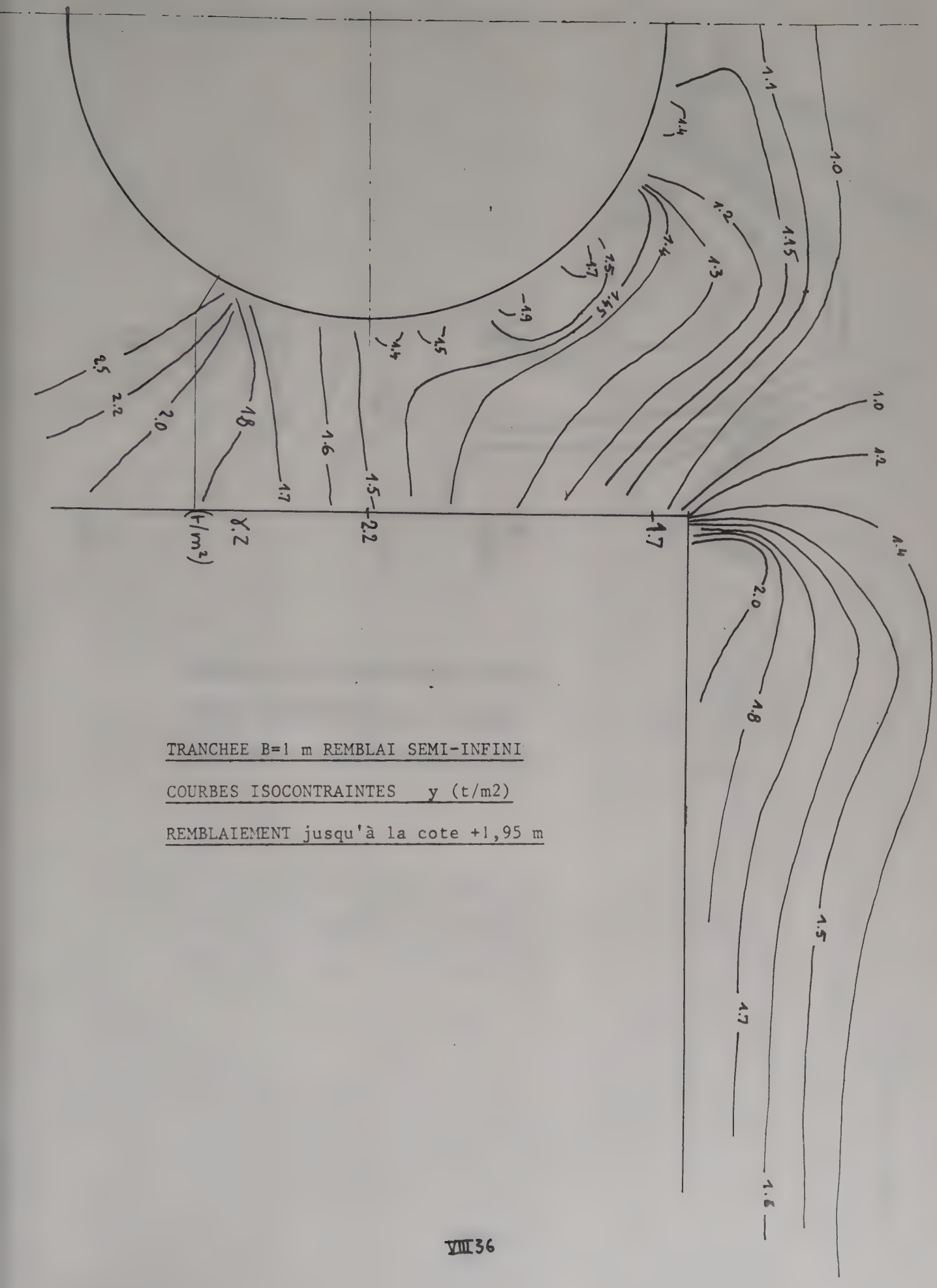
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +1,95 m

TRANCHEE B=1,40 m PENTE DES PAROIS 1/1

COURBES ISOCONTRAINTES σ_y (t/m2)



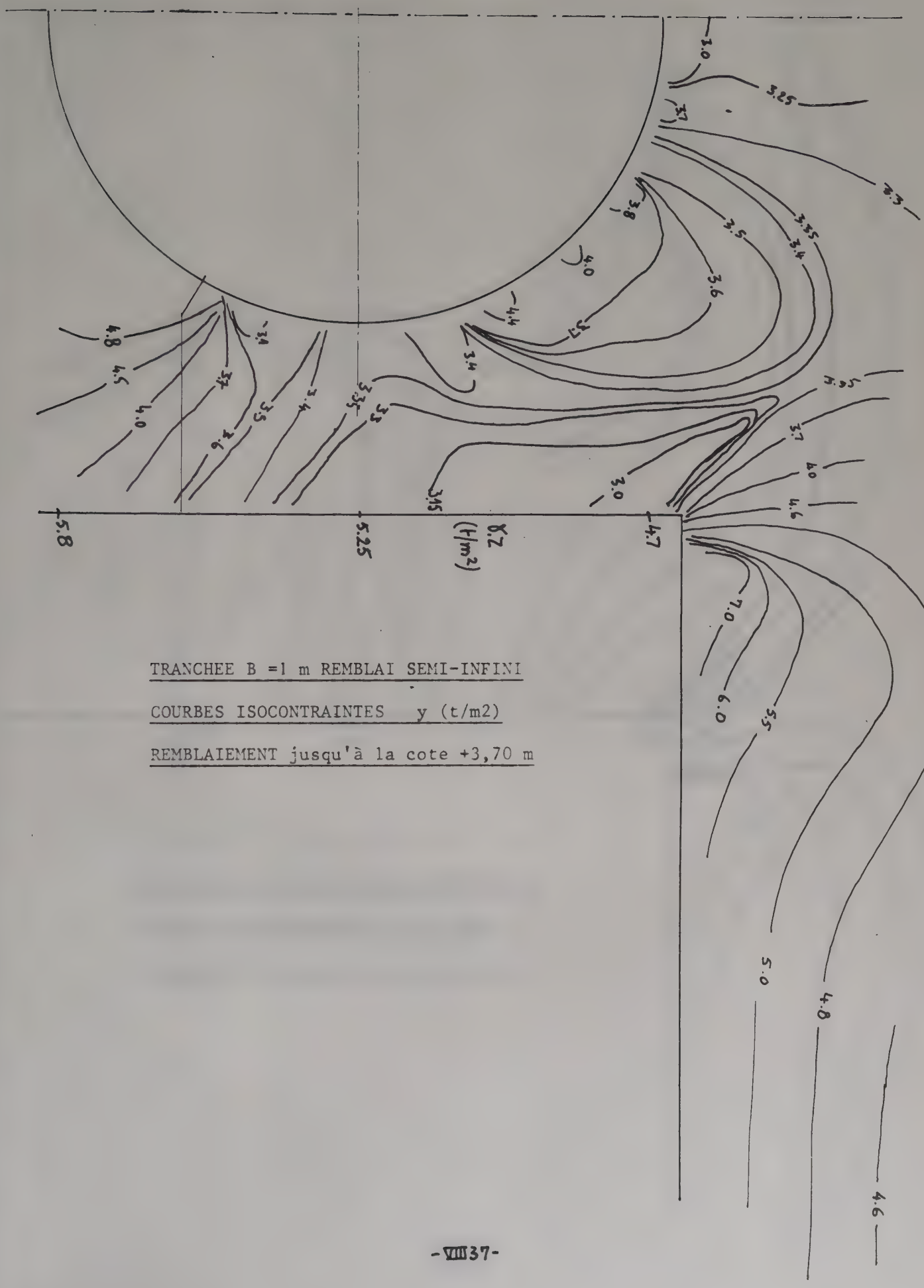
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +3,70 m



TRANCHEE B=1 m REMBLAI SEMI-INFINI

COURBES ISOCONTRAINTES y (t/m2)

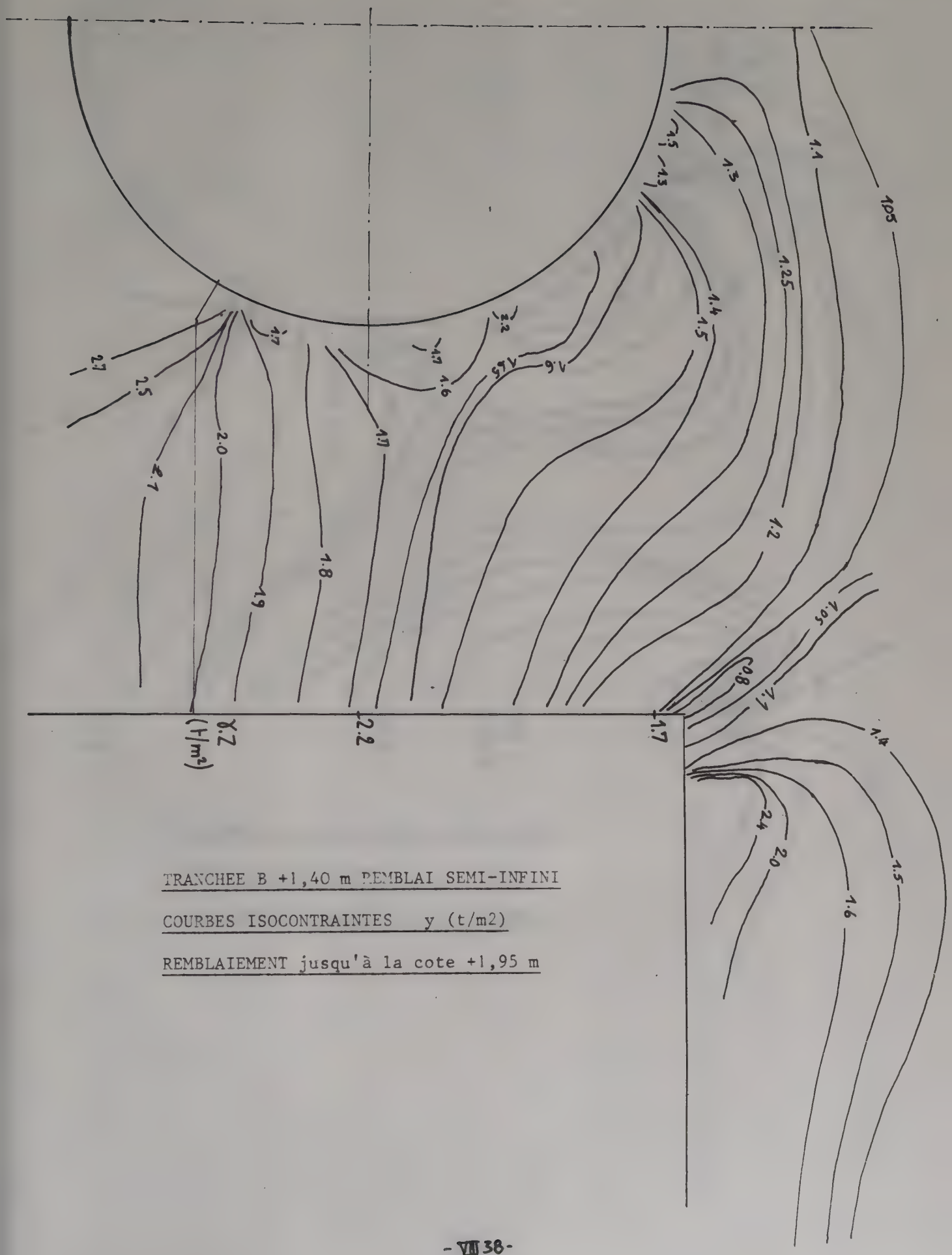
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +1,95 m



TRANCHEE B =1 m REMBLAI SEMI-INFINI

COURBES ISOCONTRAINTES y (t/m2)

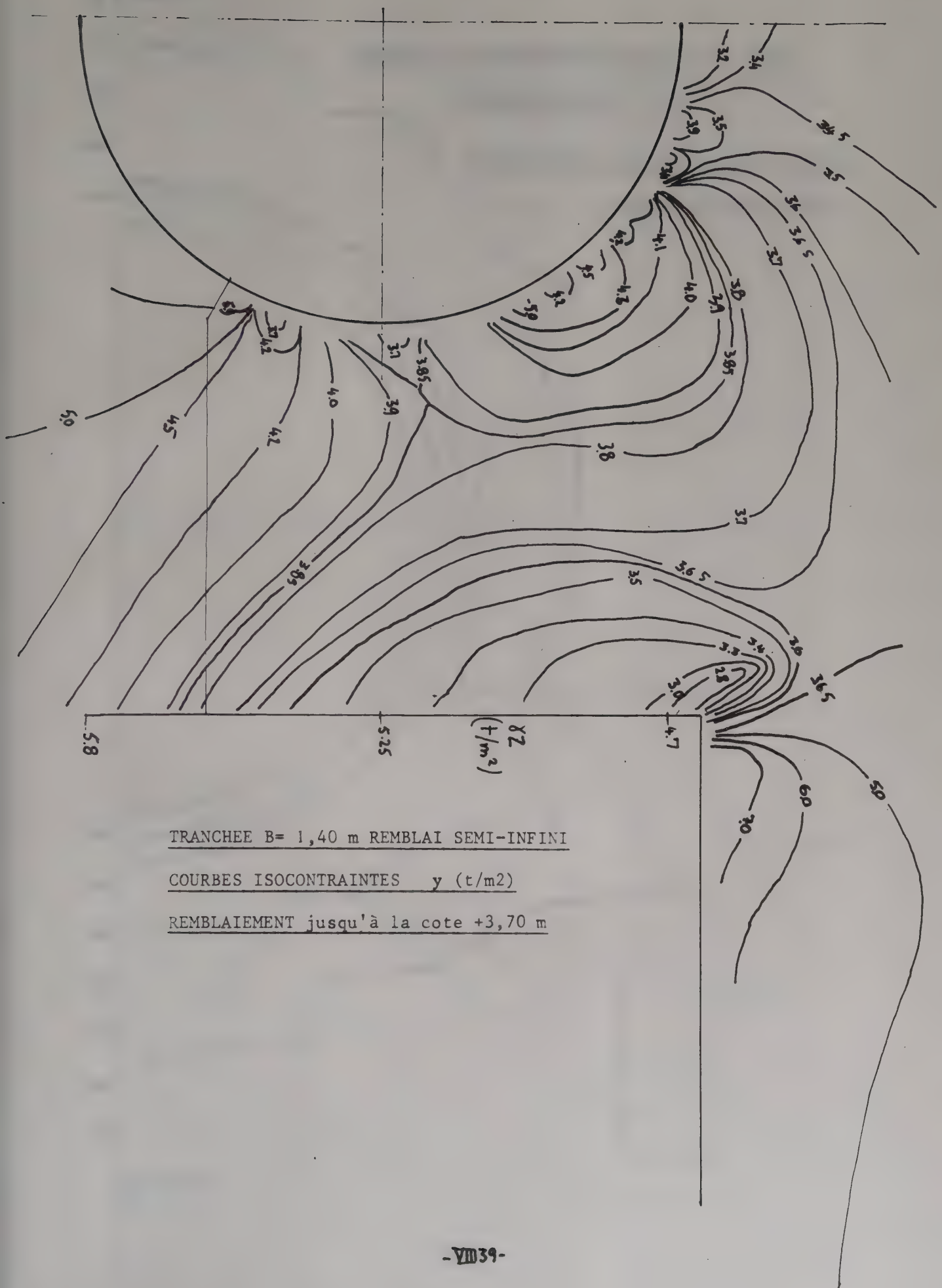
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +3,70 m



TRANCHEE B +1,40 m REMBLAI SEMI-INFINI

COURBES ISOCONTRAINTES y (t/m2)

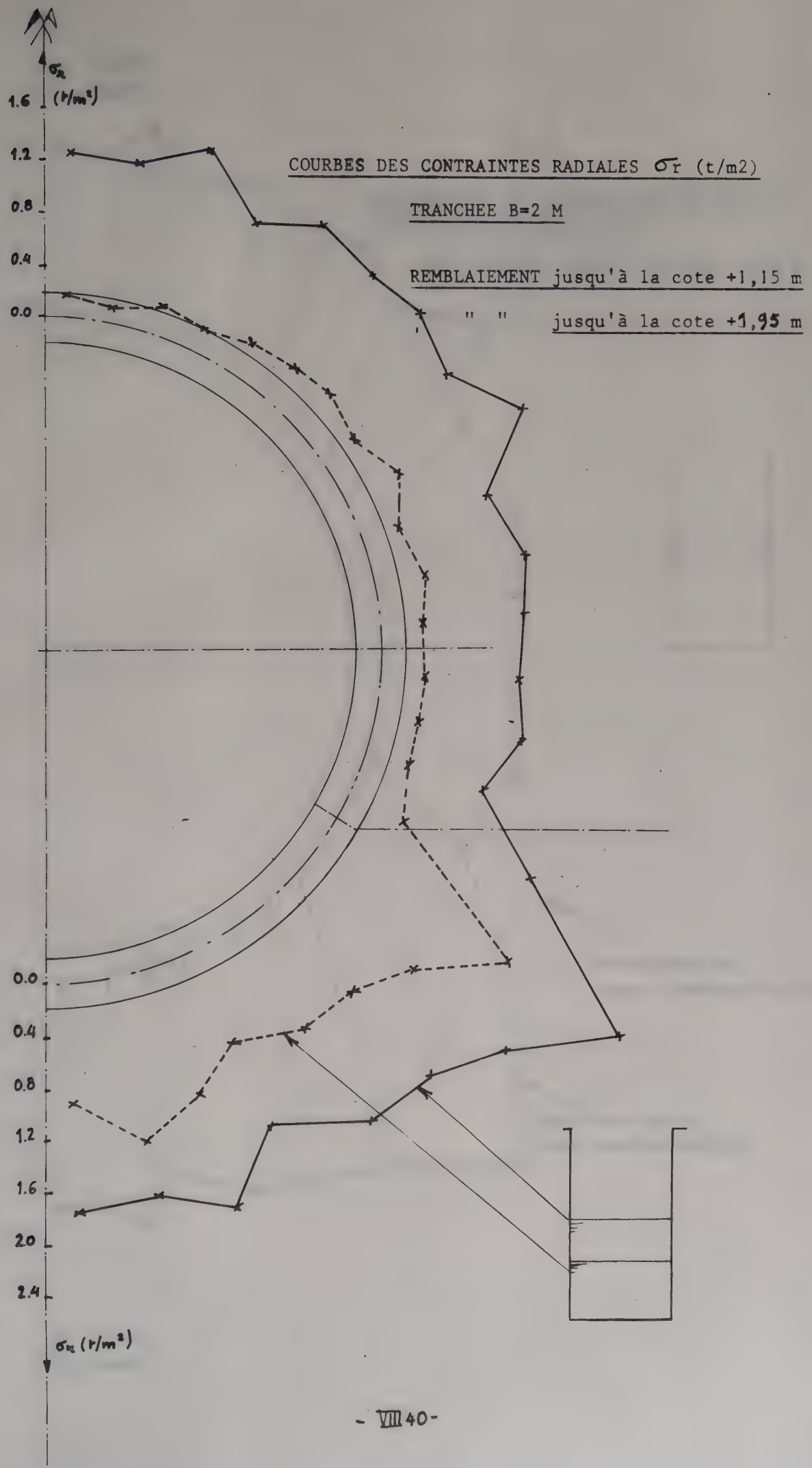
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +1,95 m

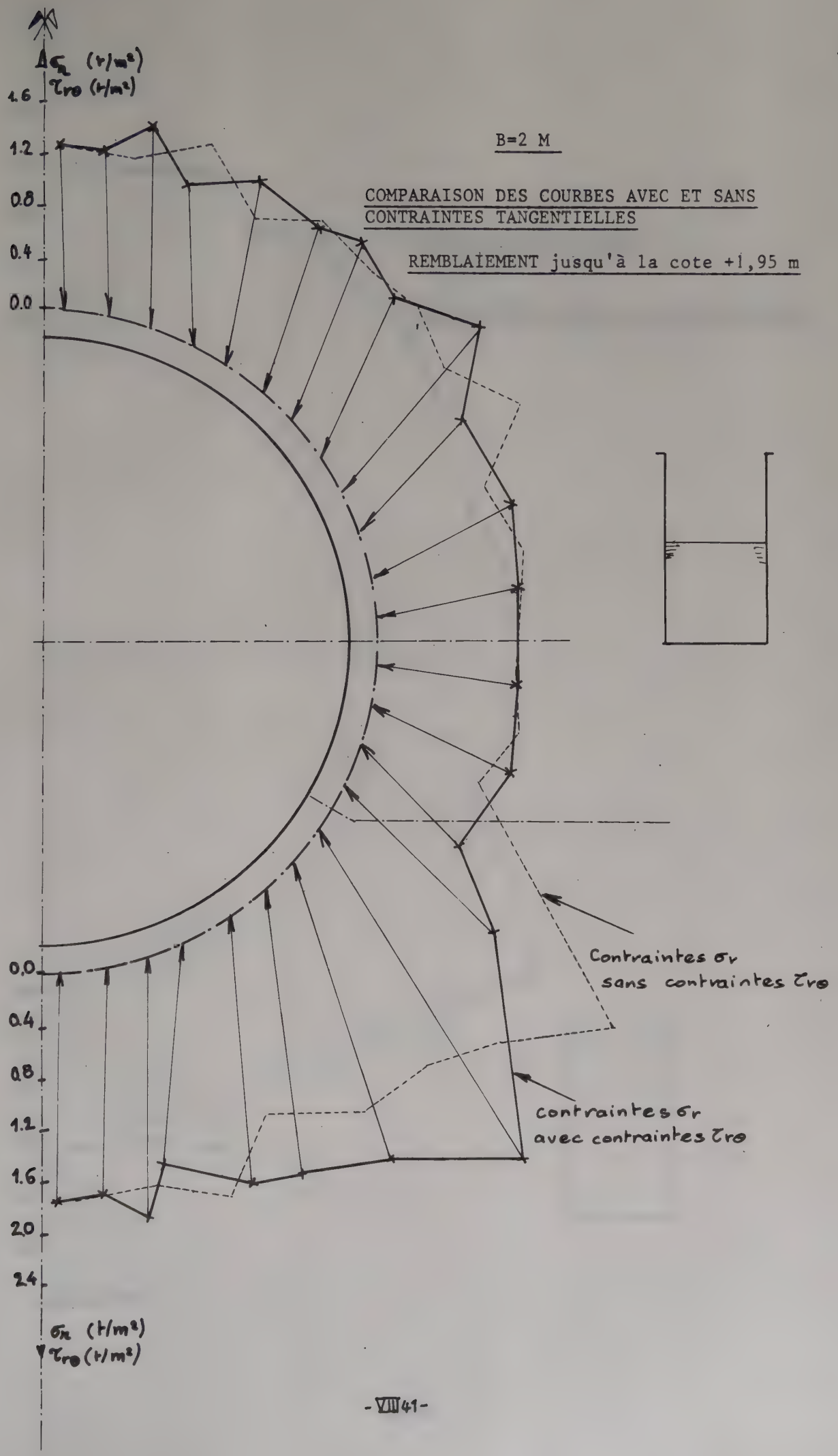


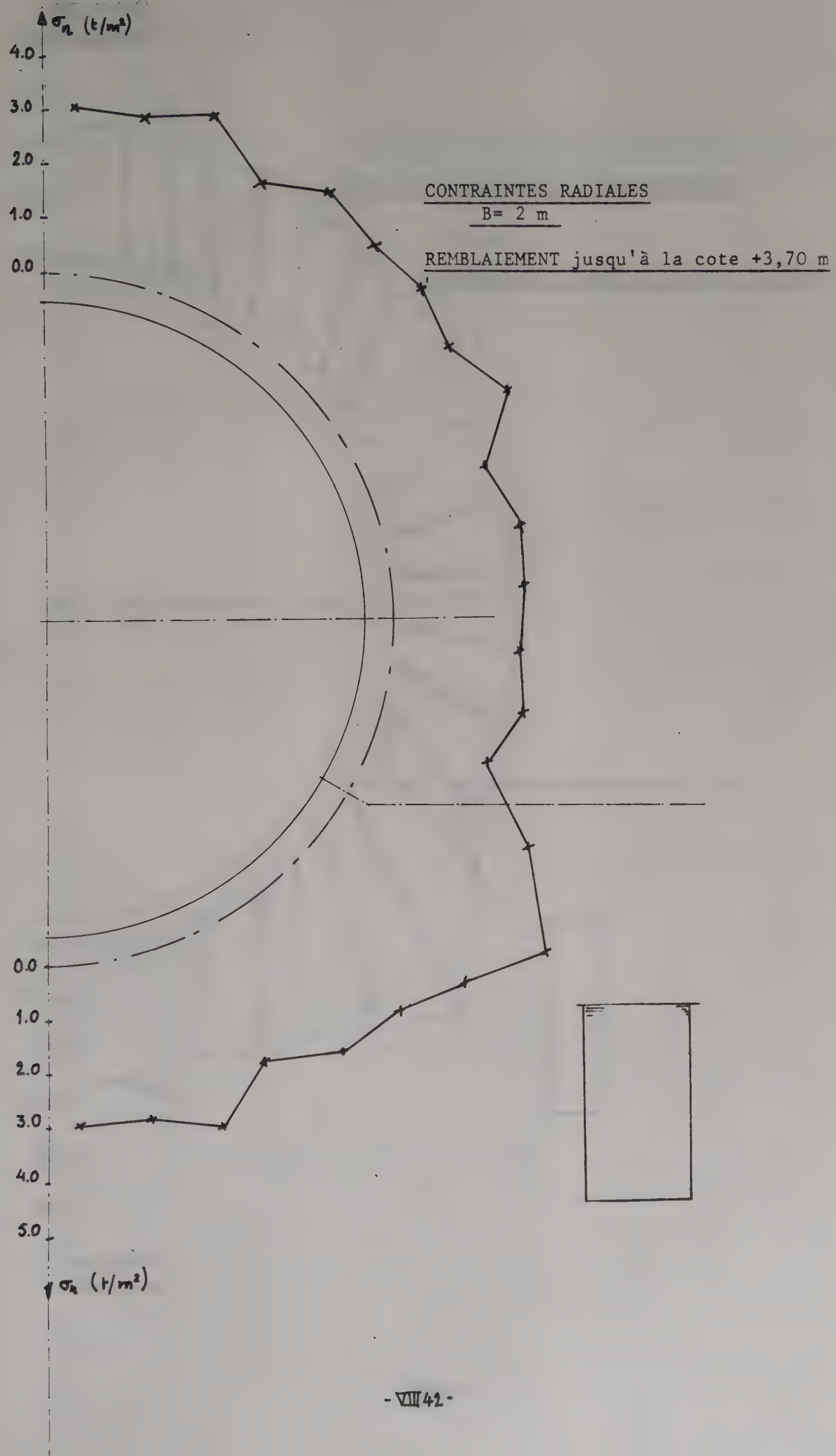
TRANCHEE B= 1,40 m REMBLAI SEMI-INFINI

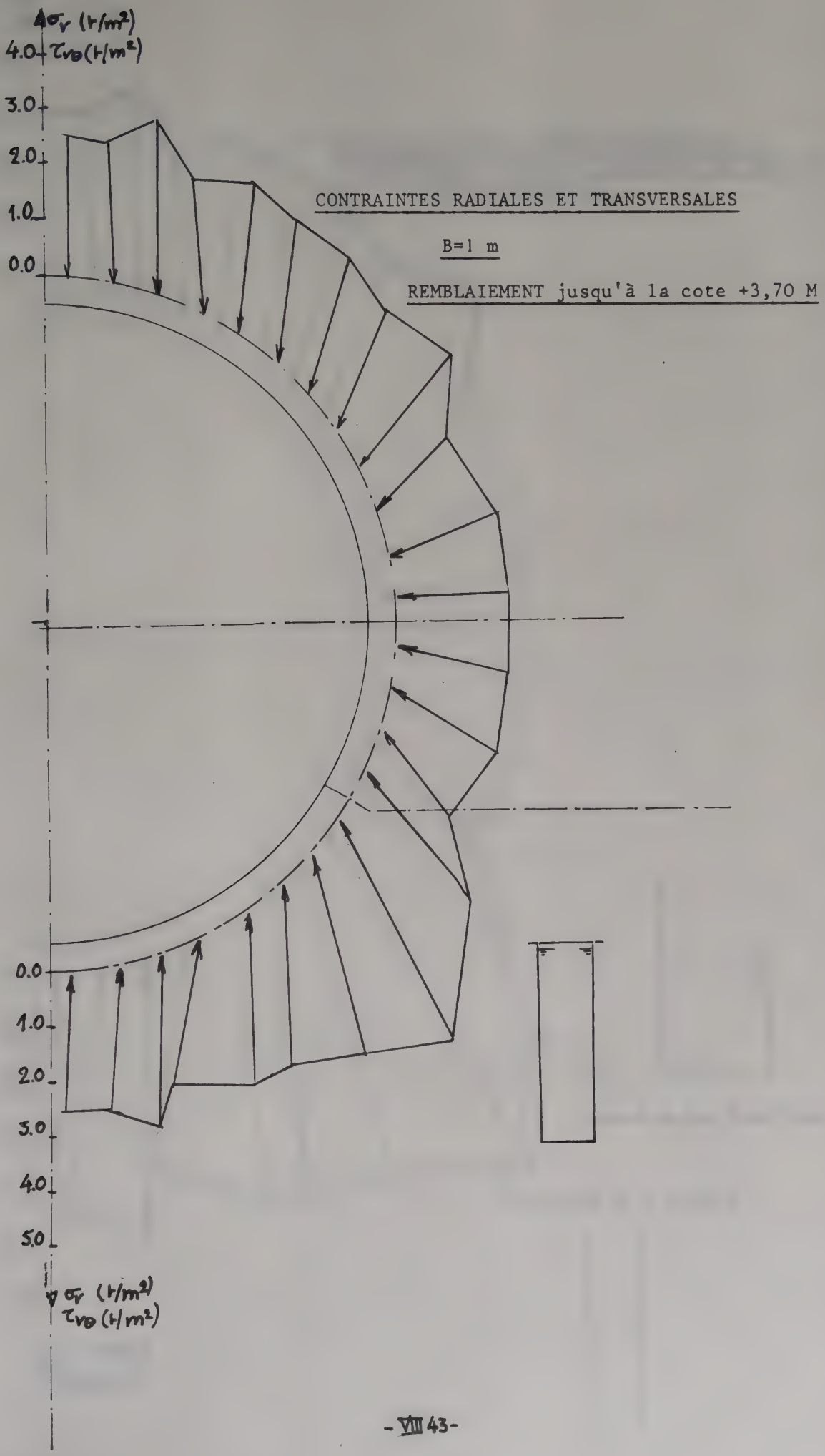
COURBES ISOCONTRAINTES y (t/m2)

REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +3,70 m


σr (t/m²)
1.6
1.2
0.8
0.4
0.0
COURBES DES CONTRAINTES RADIALES σr (t/m2)
TRANCHEE B=2 M
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +1,15 m
" " jusqu'à la cote +1,95 m
0.0
0.4
0.8
1.2
1.6
2.0
2.4
σr (t/m²)


$\Delta\sigma_r$ (t/m²)
$\tau_{r\theta}$ (t/m²)
1.6
1.2
0.8
0.4
0.0
B=2 M
COMPARAISON DES COURBES AVEC ET SANS CONTRAINTES TANGENTIELLES
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +1,95 m
Contraintes σ_r sans contraintes $\tau_{r\theta}$
contraintes σ_r avec contraintes $\tau_{r\theta}$
0.0
0.4
0.8
1.2
1.6
2.0
2.4
σ_r (t/m²)
$\tau_{r\theta}$ (t/m²)

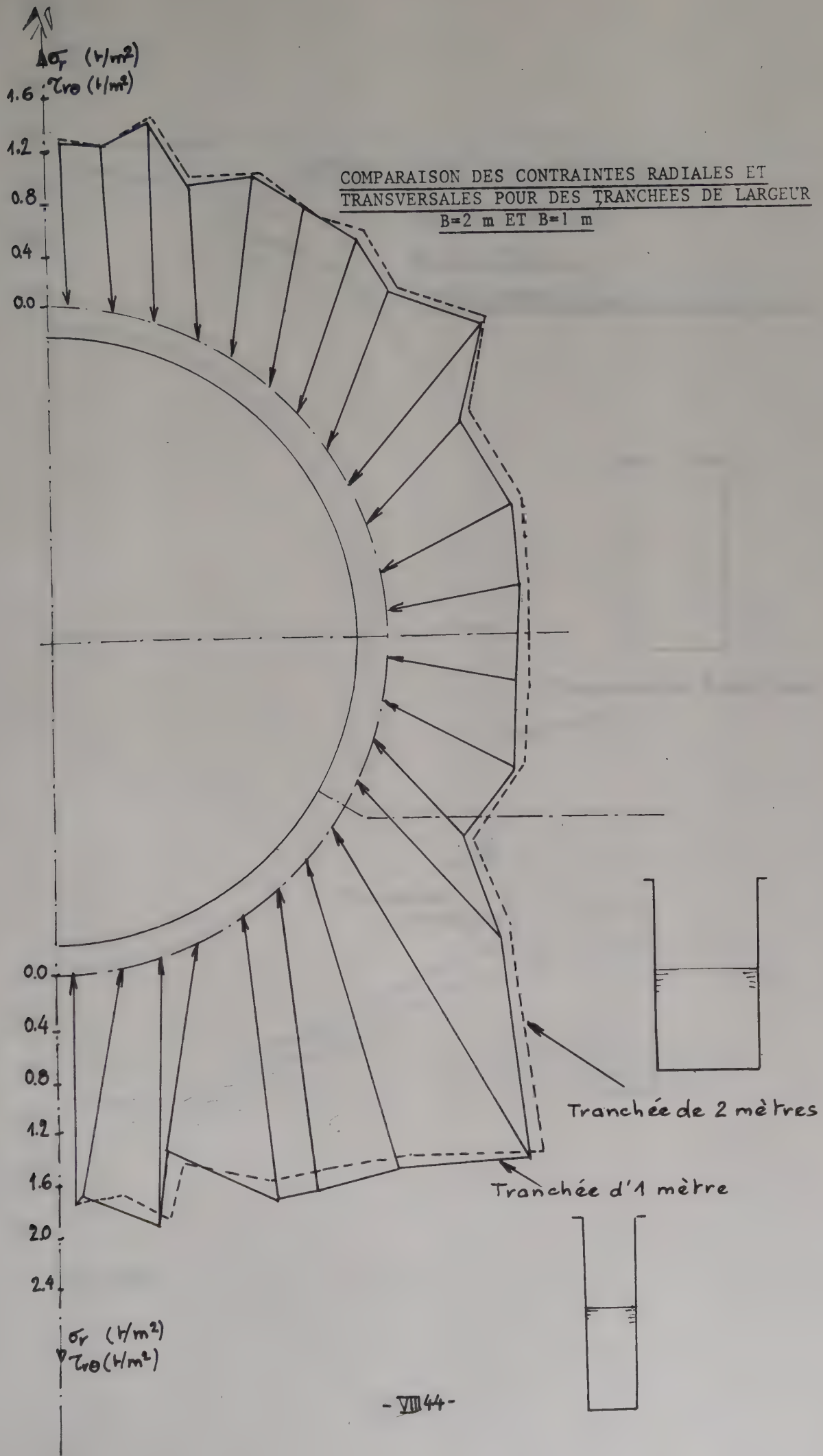

σ_r (t/m²)
4.0
3.0
2.0
1.0
0.0
CONTRAINTES RADIALES
B= 2 m
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +3,70 m
0.0
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
σ_z (t/m²)



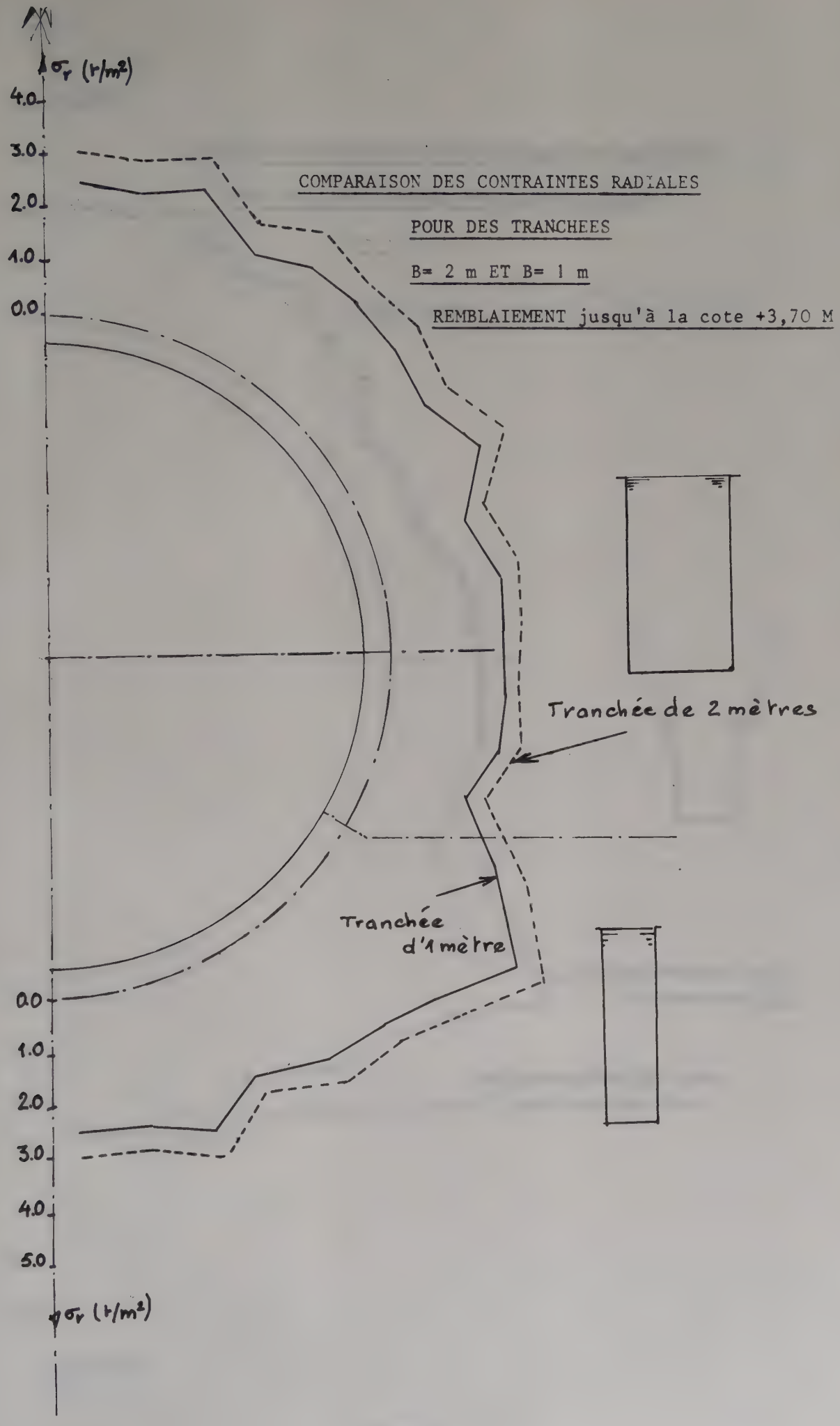
CONTRAINTES RADIALES ET TRANSVERSALES

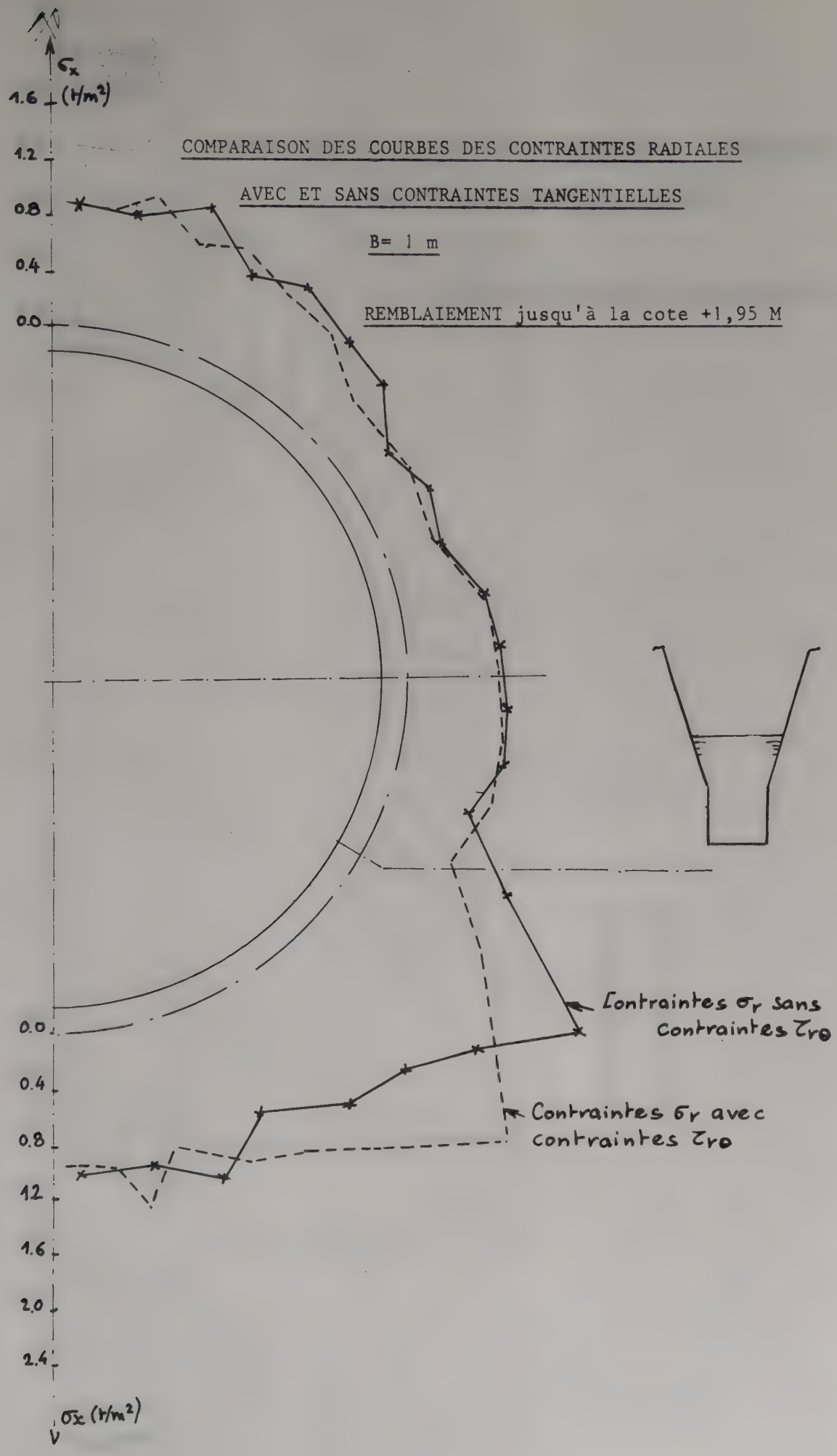
B=1 m

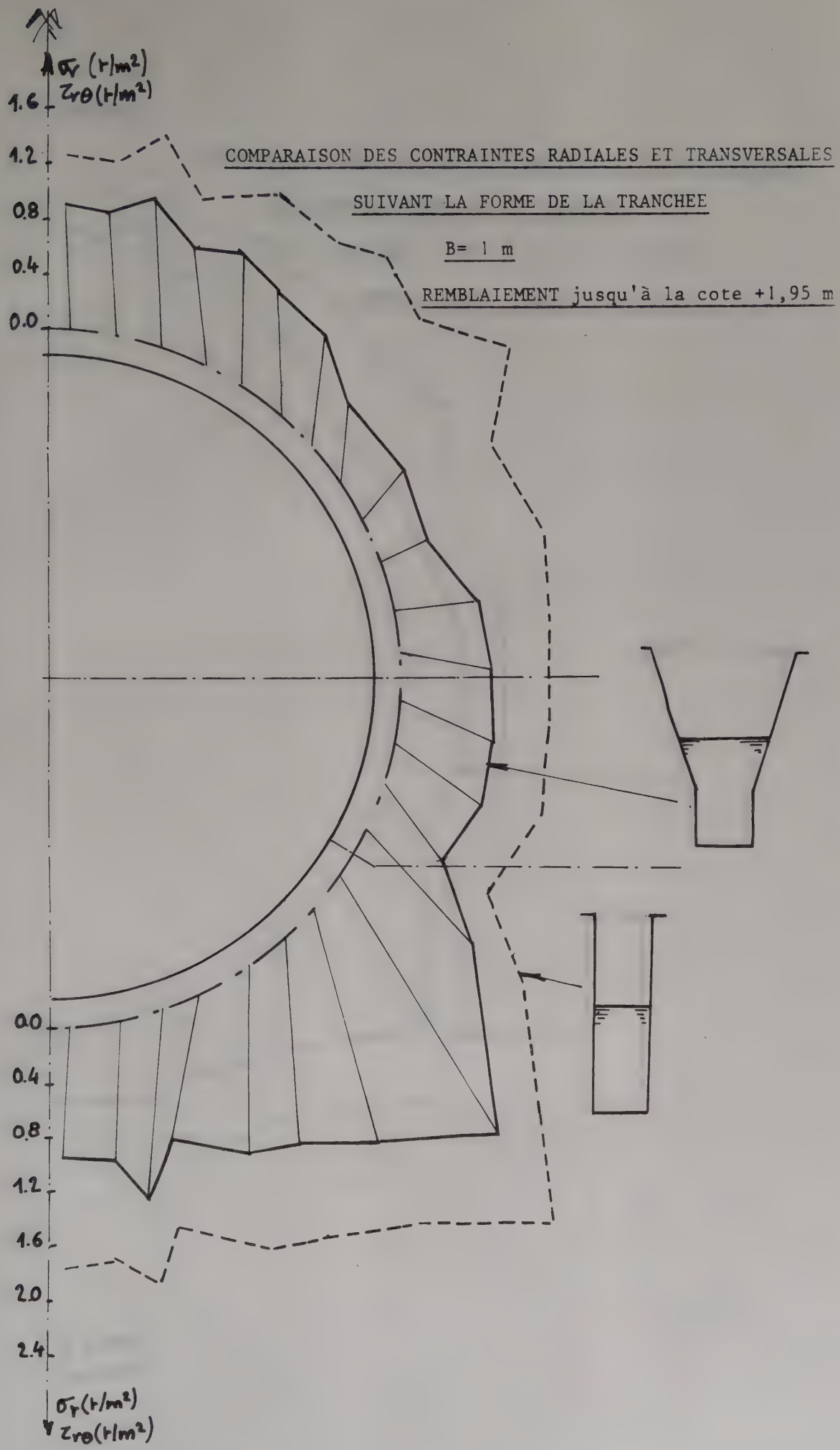
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +3,70 M



COMPARAISON DES CONTRAINTES RADIALES ET TRANSVERSALES POUR DES TRANCHEES DE LARGEUR B=2 m ET B=1 m


σ_r (t/m²)
4.0
3.0
2.0
1.0
0.0
COMPARAISON DES CONTRAINTES RADIALES
POUR DES TRANCHEES
B= 2 m ET B= 1 m
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +3,70 M
Tranchée de 2 mètres
Tranchée d'1 mètre
0.0
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
σ_r (t/m²)


σ_x (t/m²)
1.6
1.2
0.8
0.4
0.0
COMPARAISON DES COURBES DES CONTRAINTES RADIALES
AVEC ET SANS CONTRAINTES TANGENTIELLES
B= 1 m
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +1,95 M
Contraintes σ_r sans contraintes $\tau_{r\theta}$
Contraintes σ_r avec contraintes $\tau_{r\theta}$
0.0
0.4
0.8
1.2
1.6
2.0
2.4
σ_x (t/m²)

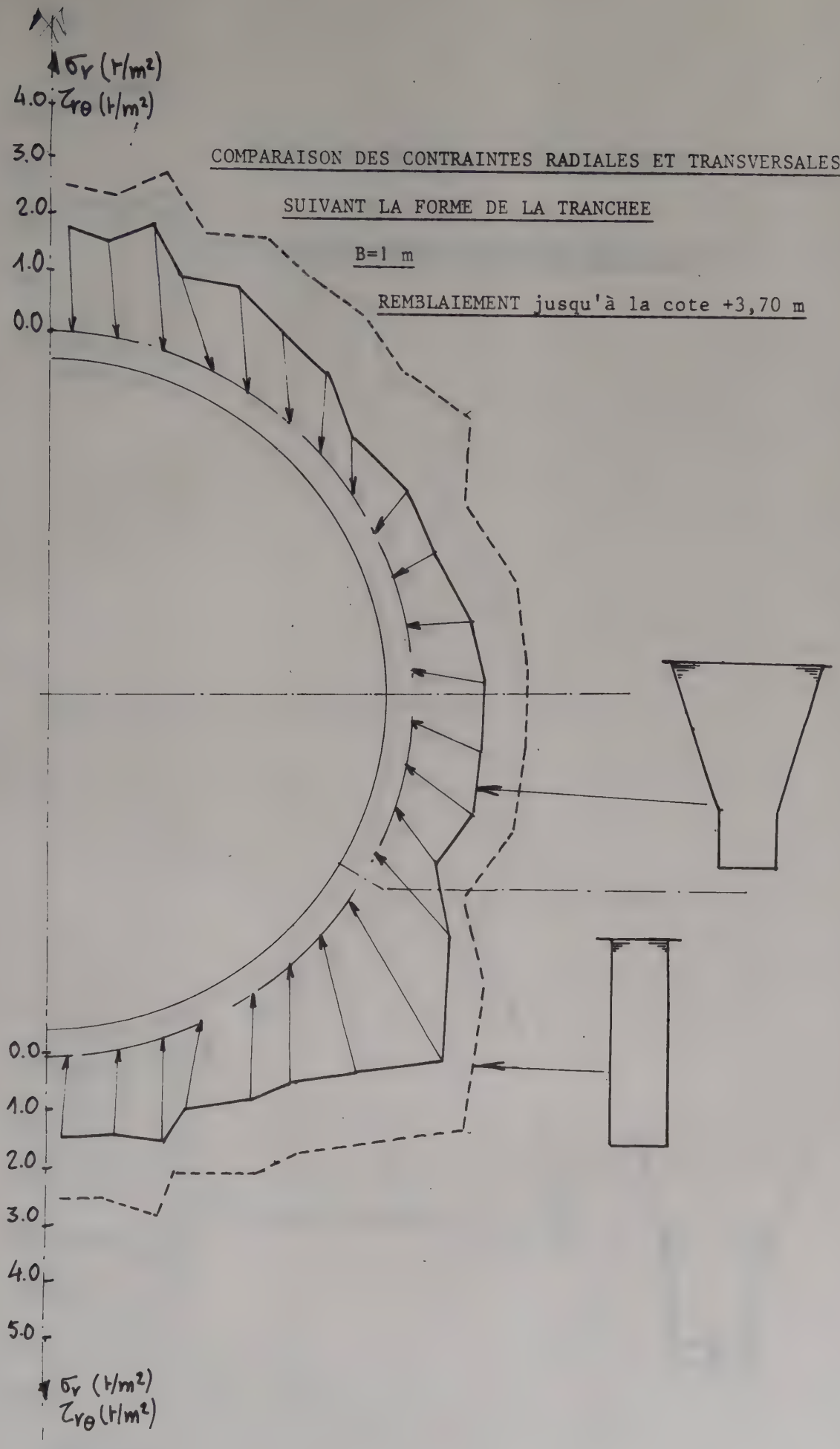


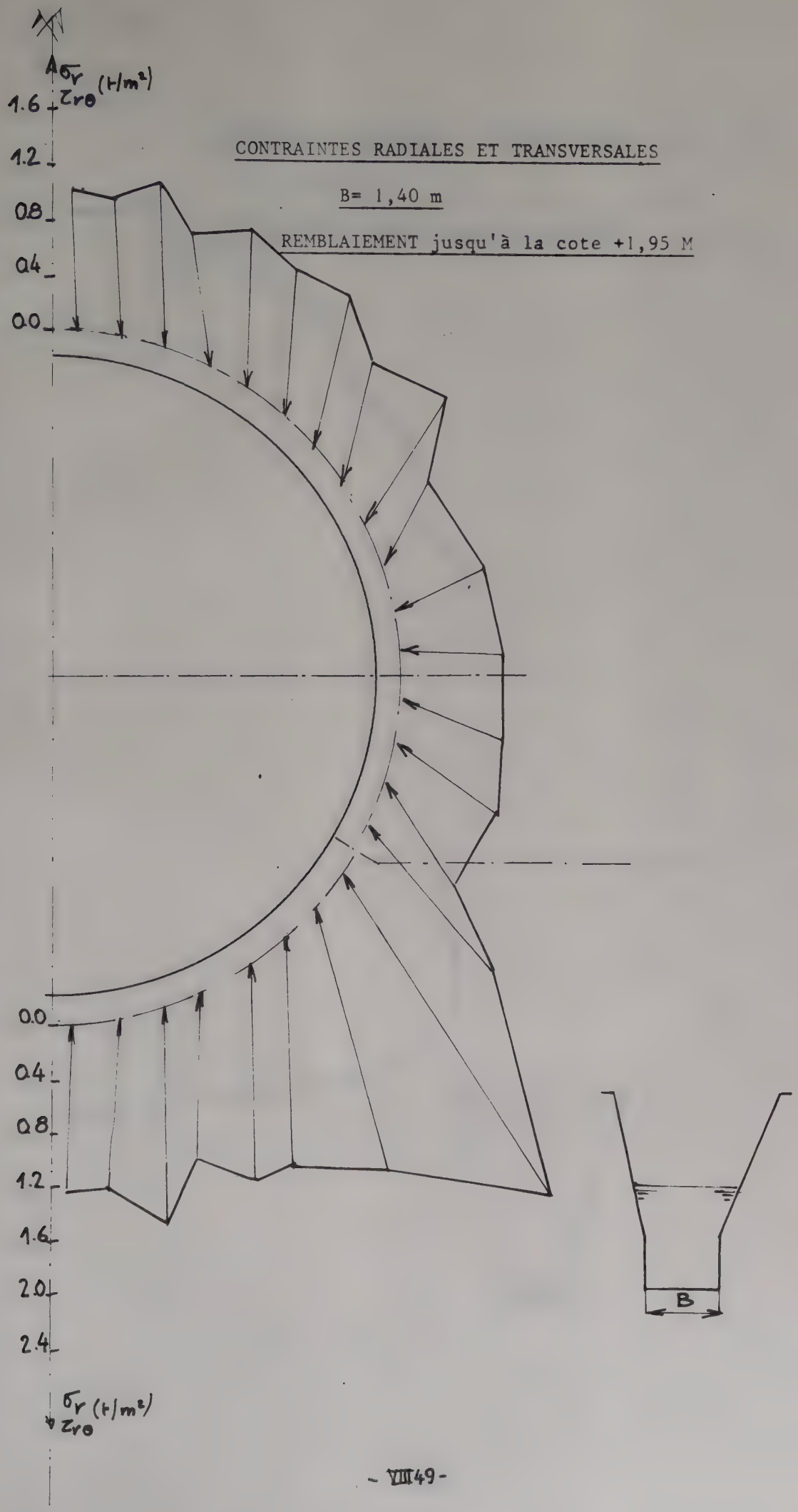
COMPARAISON DES CONTRAINTES RADIALES ET TRANSVERSALES

SUIVANT LA FORME DE LA TRANCHEE

B= 1 m

REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +1,95 m

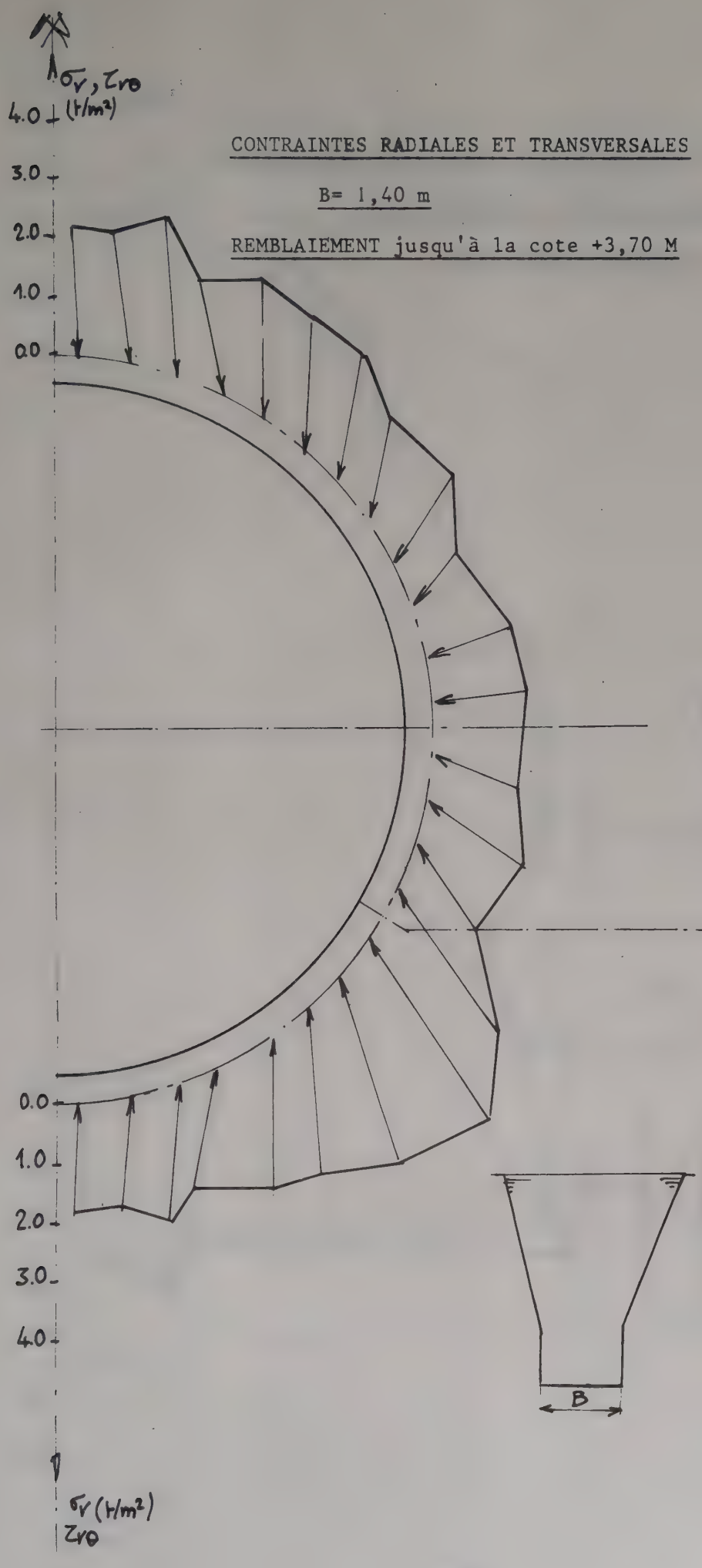

σr (t/m²)
τrθ (t/m²)
4.0
3.0
2.0
1.0
0.0
COMPARAISON DES CONTRAINTES RADIALES ET TRANSVERSALES
SUIVANT LA FORME DE LA TRANCHEE
B=1 m
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +3,70 m
0.0
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
σr (t/m²)
τrθ (t/m²)

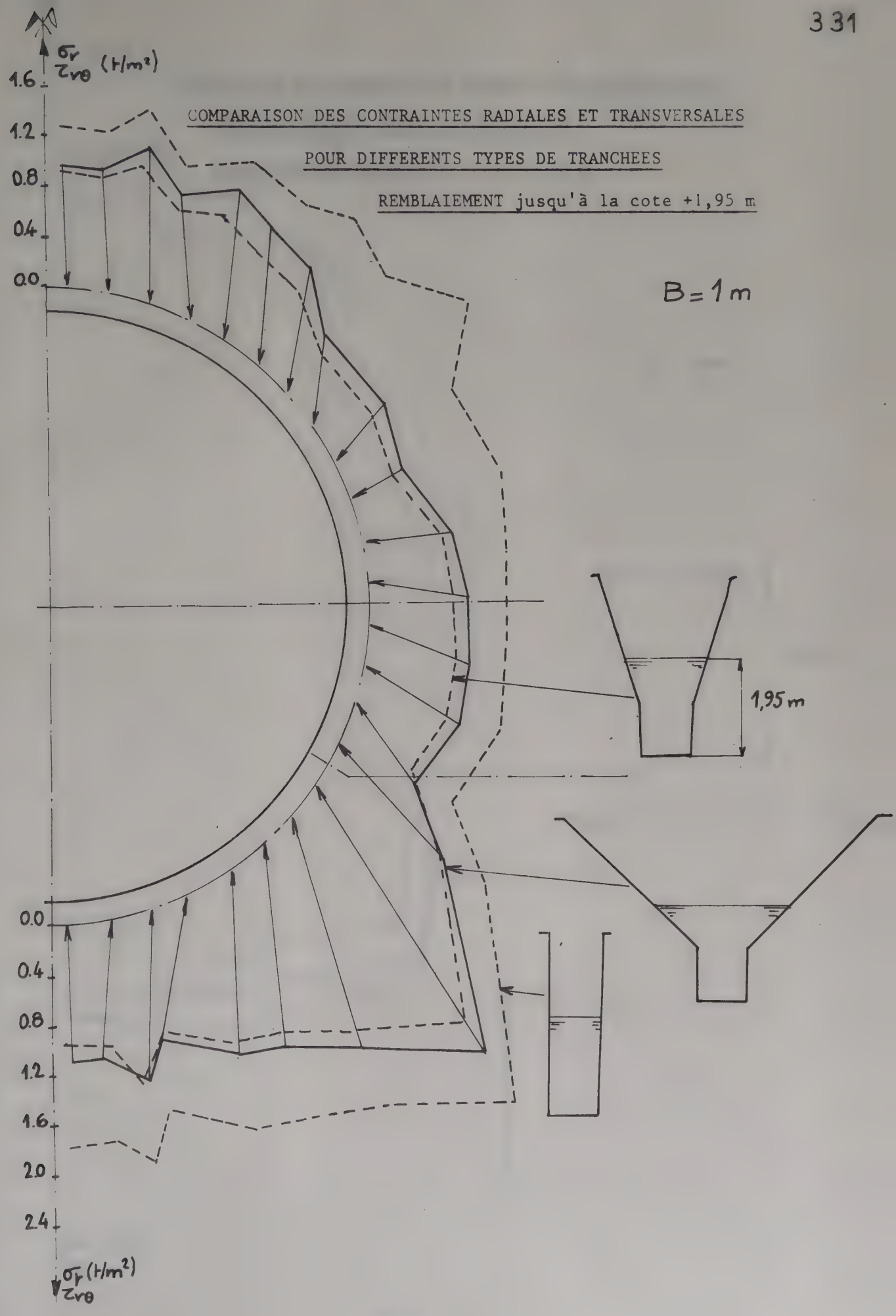

Aσr/zrθ (t/m²)
1.6
1.2
0.8
0.4
0.0
CONTRAINTES RADIALES ET TRANSVERSALES
B= 1,40 m
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +1,95 M
0.0
0.4
0.8
1.2
1.6
2.0
2.4
σr/zrθ (t/m²)
B

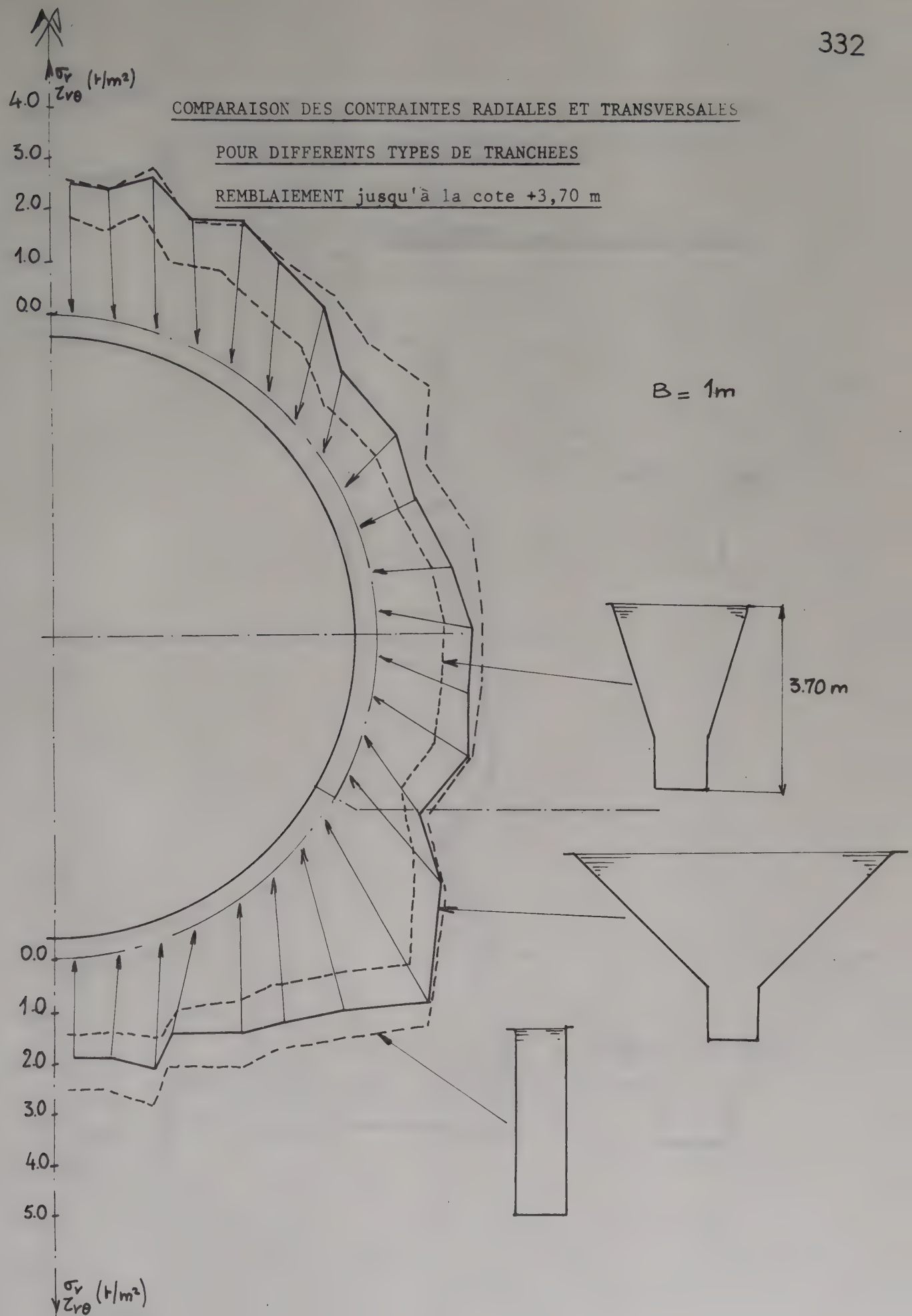
CONTRAINTES RADIALES ET TRANSVERSALES

B= 1,40 m

REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +3,70 M




$\sigma_r / z\gamma_\theta$ (t/m²)
1.6
1.2
0.8
0.4
0.0
COMPARAISON DES CONTRAINTES RADIALES ET TRANSVERSALES
POUR DIFFERENTS TYPES DE TRANCHEES
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +1,95 m
B=1m
1,95m
0.0
0.4
0.8
1.2
1.6
2.0
2.4
$\sigma_r / z\gamma_\theta$ (t/m²)

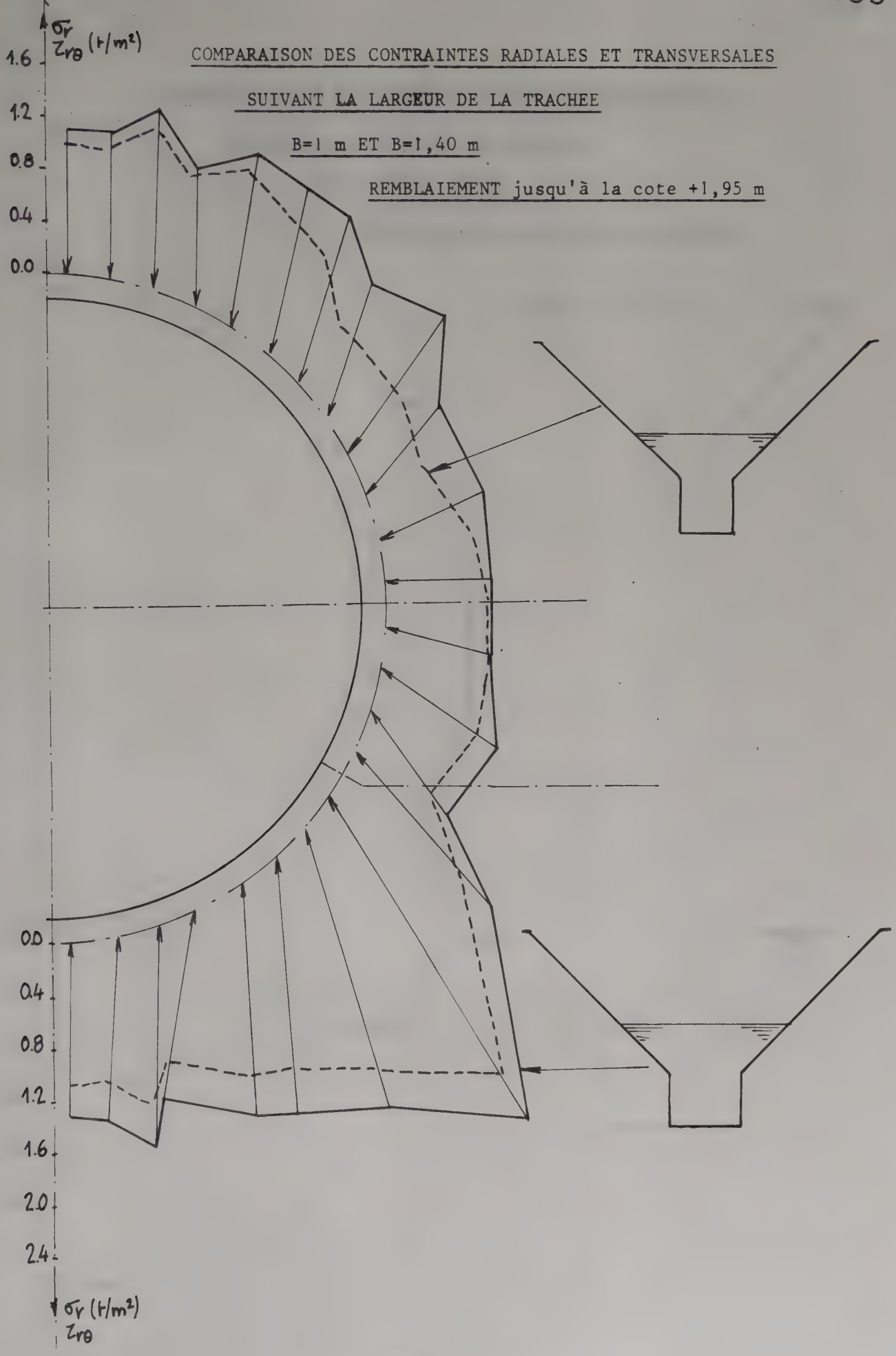

σ_r $z_{r\theta}$ (t/m²)
4.0
3.0
2.0
1.0
0.0
COMPARAISON DES CONTRAINTES RADIALES ET TRANSVERSALES
POUR DIFFERENTS TYPES DE TRANCHEES
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +3,70 m
B = 1m
3.70 m
0.0
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
σ_r $z_{r\theta}$ (t/m²)

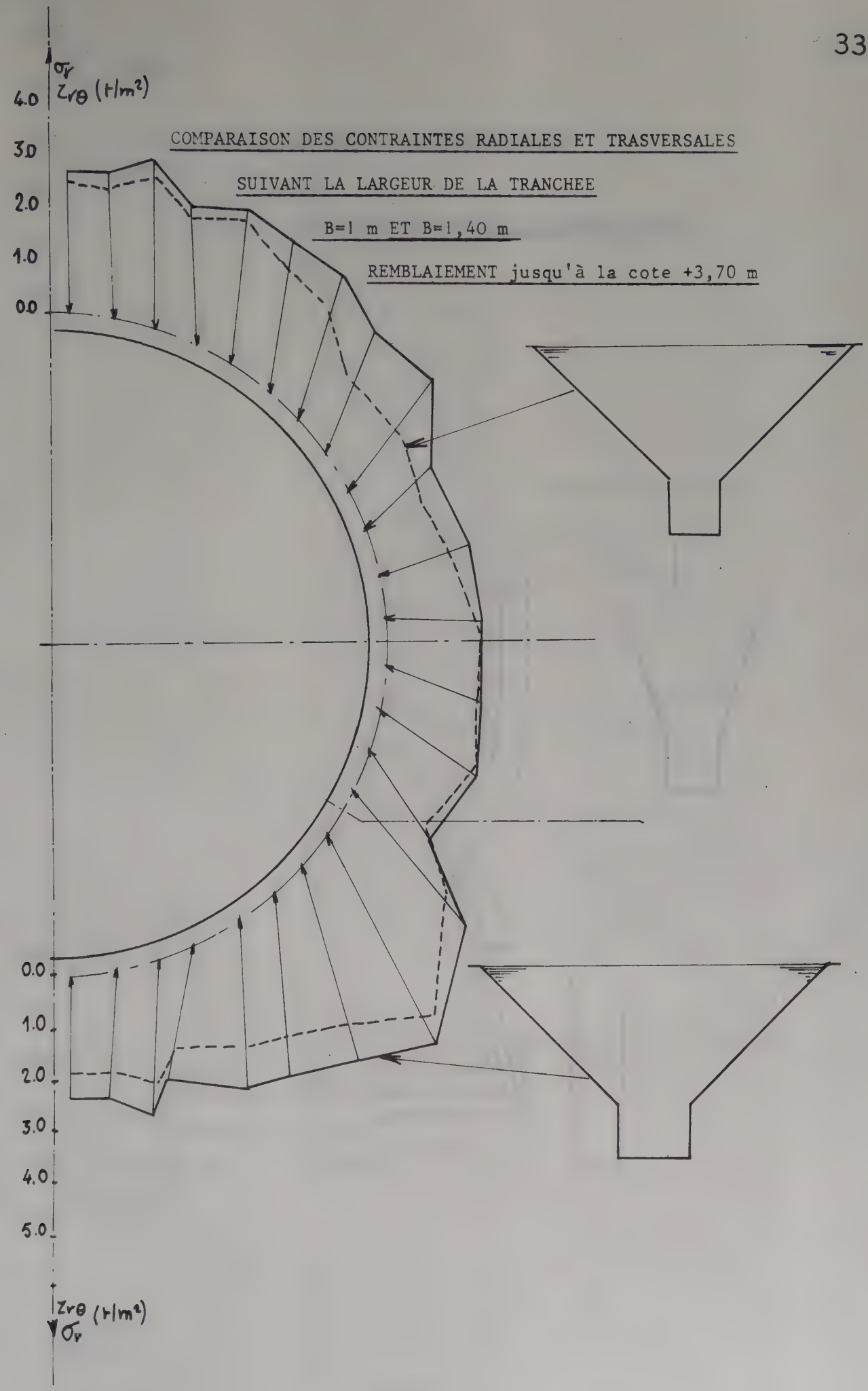
COMPARAISON DES CONTRAINTES RADIALES ET TRANSVERSALES

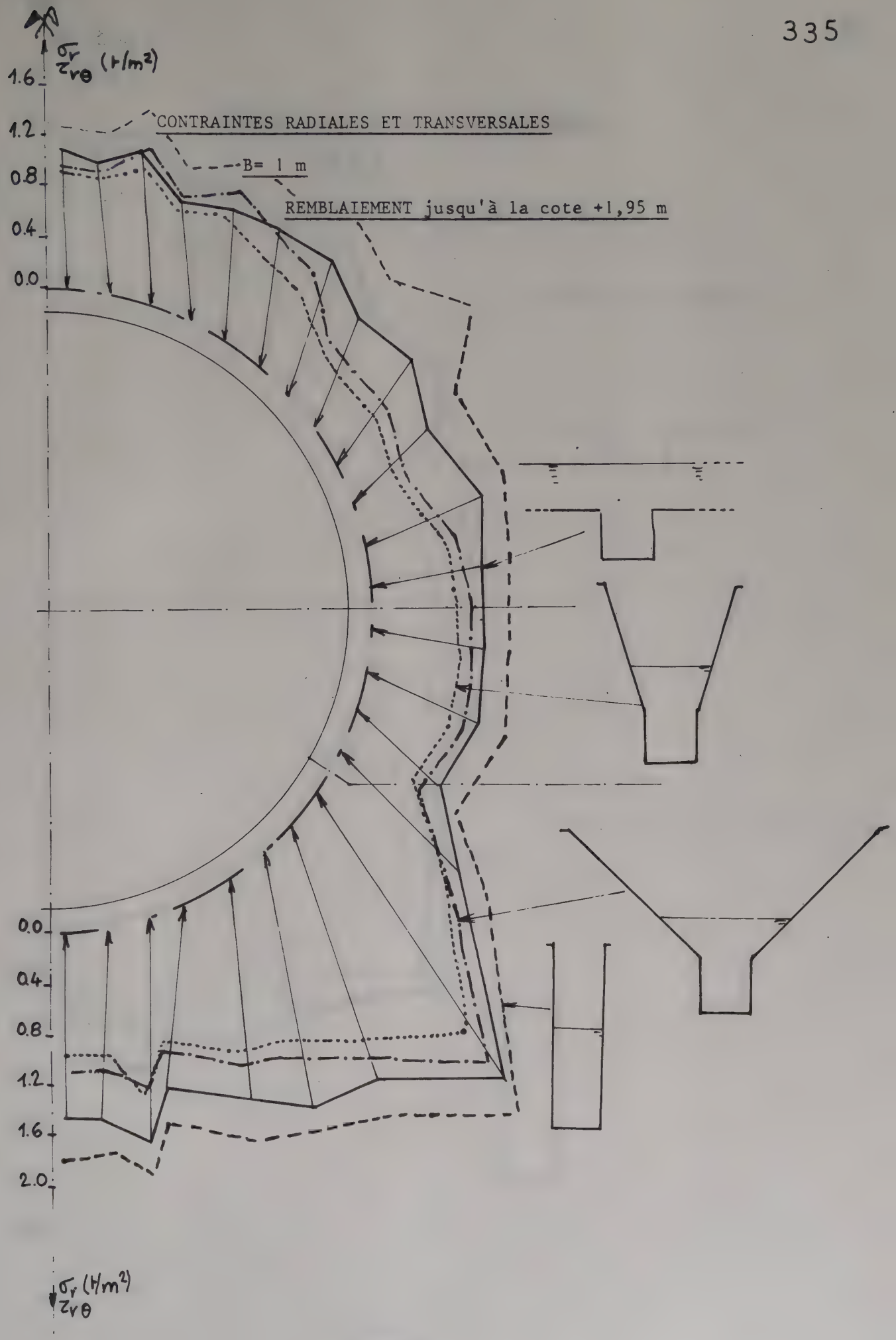
SUIVANT LA LARGEUR DE LA TRACHEE

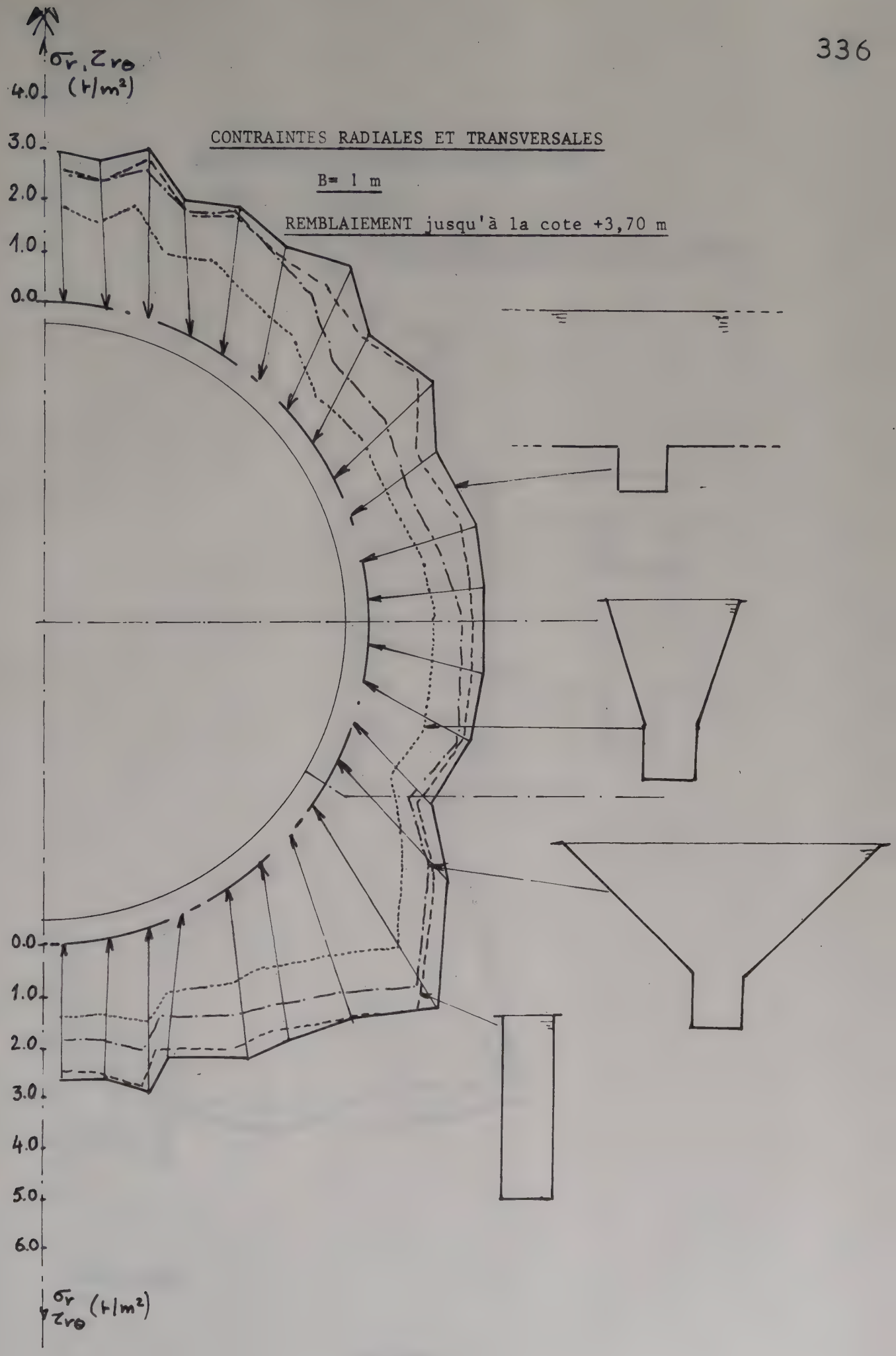
B=1 m ET B=1,40 m

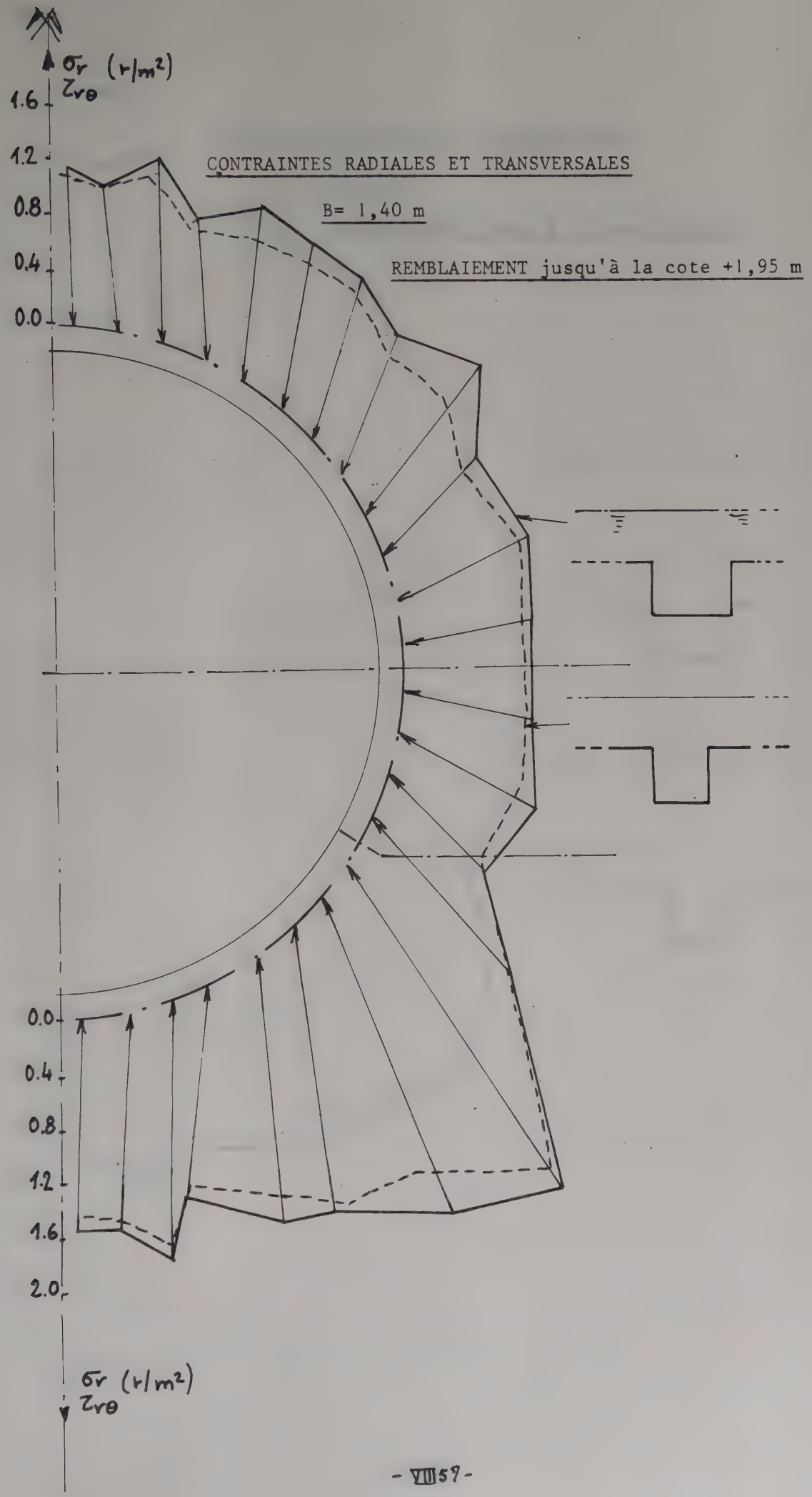
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +1,95 m

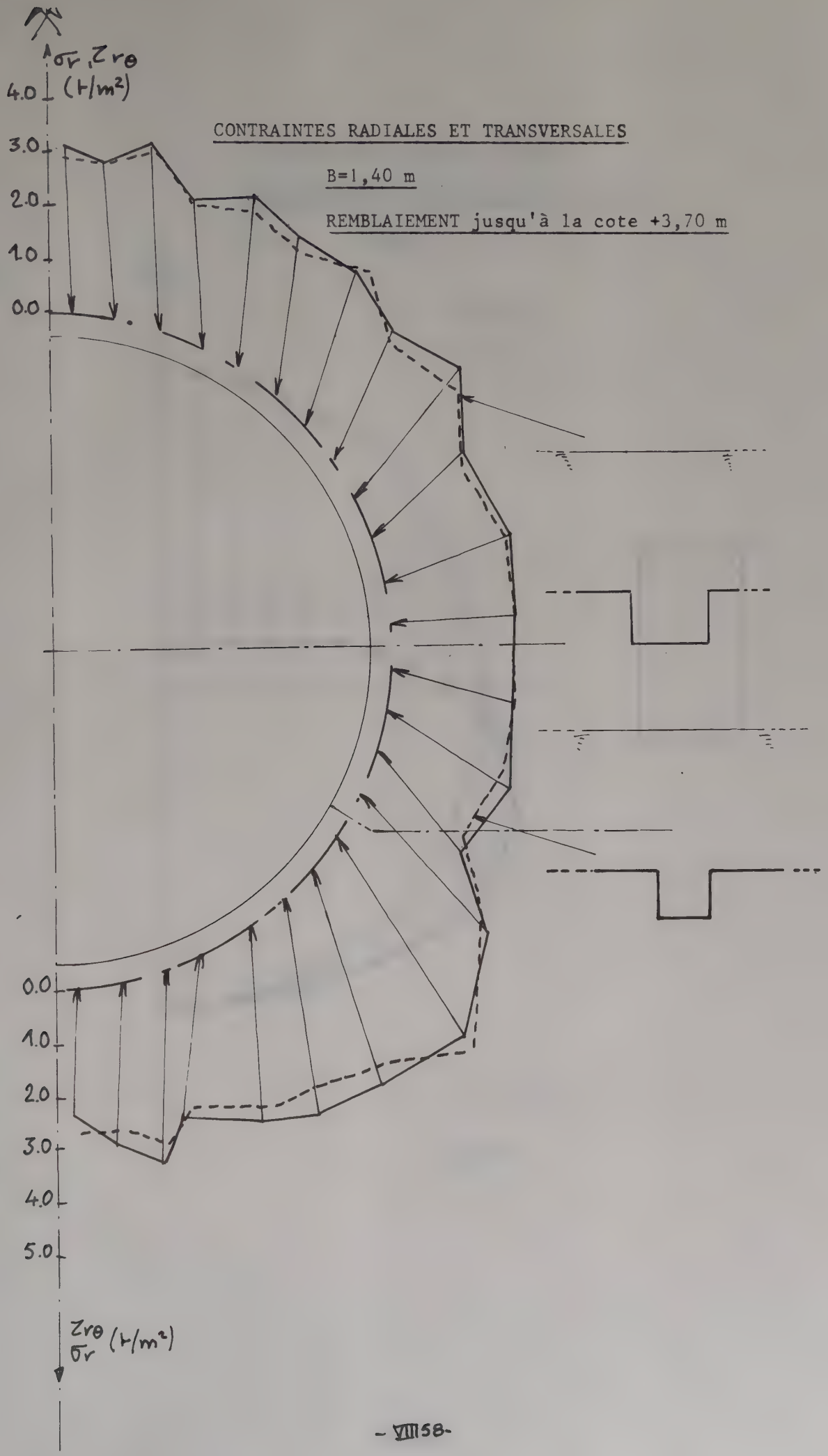



σ_r
$\tau_{r\theta}$ (t/m²)
4.0
3.0
2.0
1.0
0.0
COMPARAISON DES CONTRAINTES RADIALES ET TRASVERSALES
SUIVANT LA LARGEUR DE LA TRANCHEE
B=1 m ET B=1,40 m
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +3,70 m
0.0
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
$\tau_{r\theta}$ (t/m²)
σ_r


σ_r $z_{r\theta}$ (t/m²)
1.6
1.2
0.8
0.4
0.0
CONTRAINTES RADIALES ET TRANSVERSALES
B= 1 m
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +1,95 m
0.0
0.4
0.8
1.2
1.6
2.0
σ_r (t/m²)
$z_{r\theta}$


σ_r, $Z\gamma_0$ (t/m²)
4.0
3.0
2.0
1.0
0.0
CONTRAINTES RADIALES ET TRANSVERSALES
B= 1 m
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +3,70 m
0.0
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
6.0
$\frac{\sigma_r}{Z\gamma_0}$ (t/m²)


σr (t/m²)
zrθ
1.6
1.2
0.8
0.4
0.0
CONTRAINTES RADIALES ET TRANSVERSALES
B= 1,40 m
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +1,95 m
0.0
0.4
0.8
1.2
1.6
2.0
σr (t/m²)
zrθ

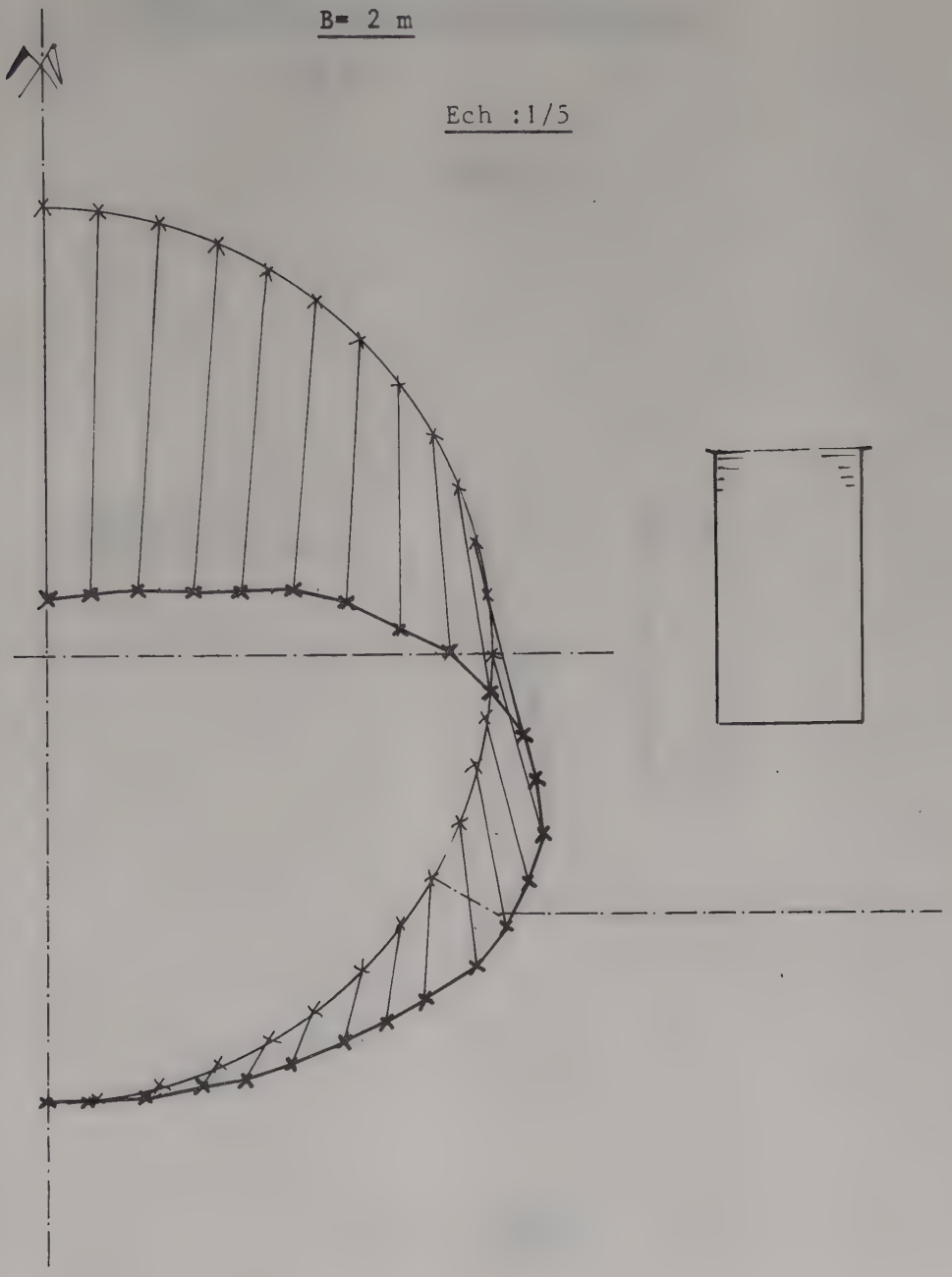

$\sigma_r, Z_{r\theta}$ (t/m²)
4.0
3.0
2.0
1.0
0.0
CONTRAINTES RADIALES ET TRANSVERSALES
B=1,40 m
REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +3,70 m
0.0
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
$Z_{r\theta}$ σ_r (t/m²)

DEPLACEMENTS RELATIFS TOTAUX

REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +3,70 M

B= 2 m

Ech : 1/5



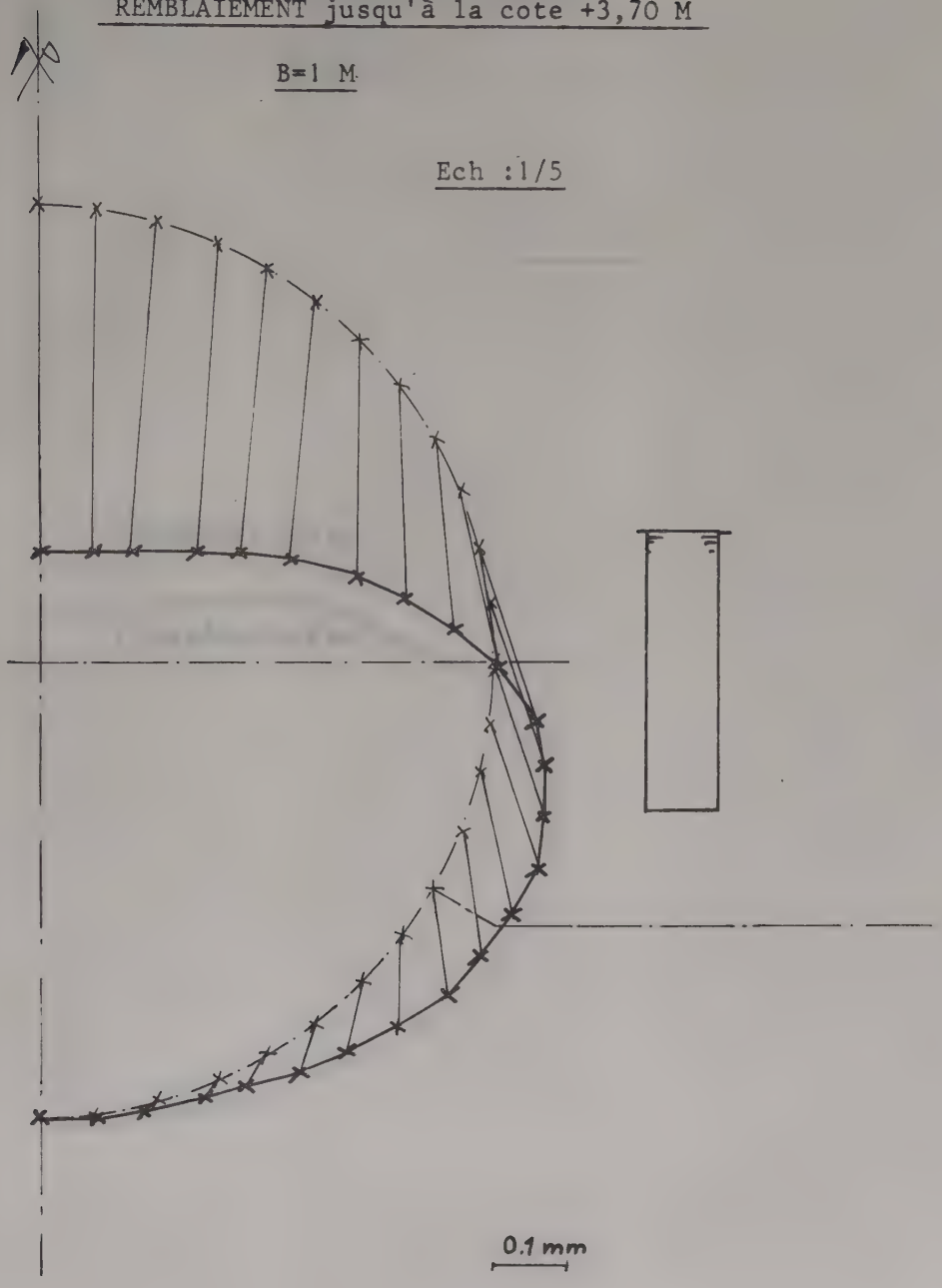
0,1mm

DEPLACEMENTS RELATIFS TOTAUX

REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +3,70 M

B=1 M

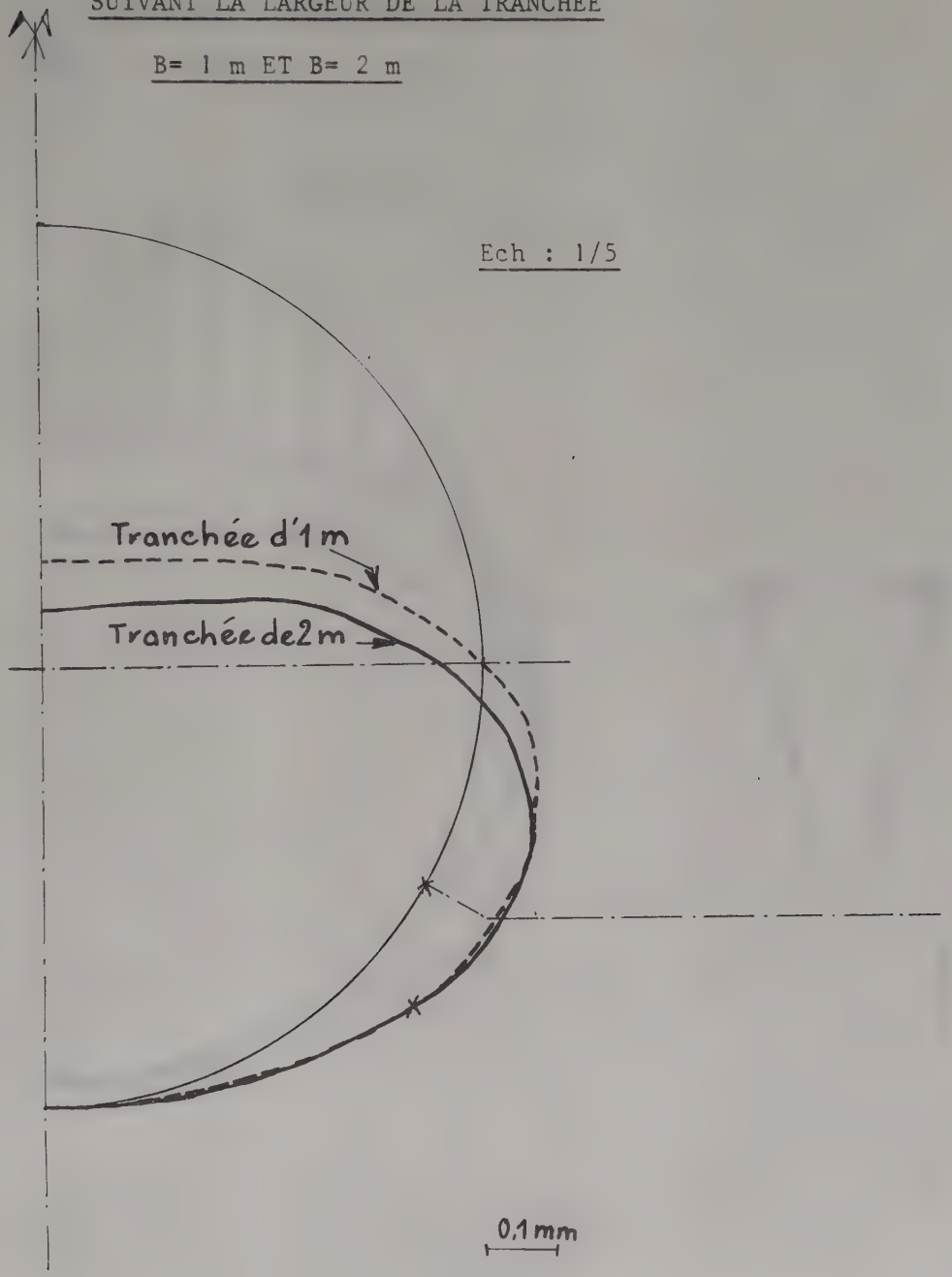
Ech : 1/5



COMPARAISON DES DEPLACEMENTS RELATIFS TOTAUX

SUIVANT LA LARGEUR DE LA TRANCHEE

B= 1 m ET B= 2 m

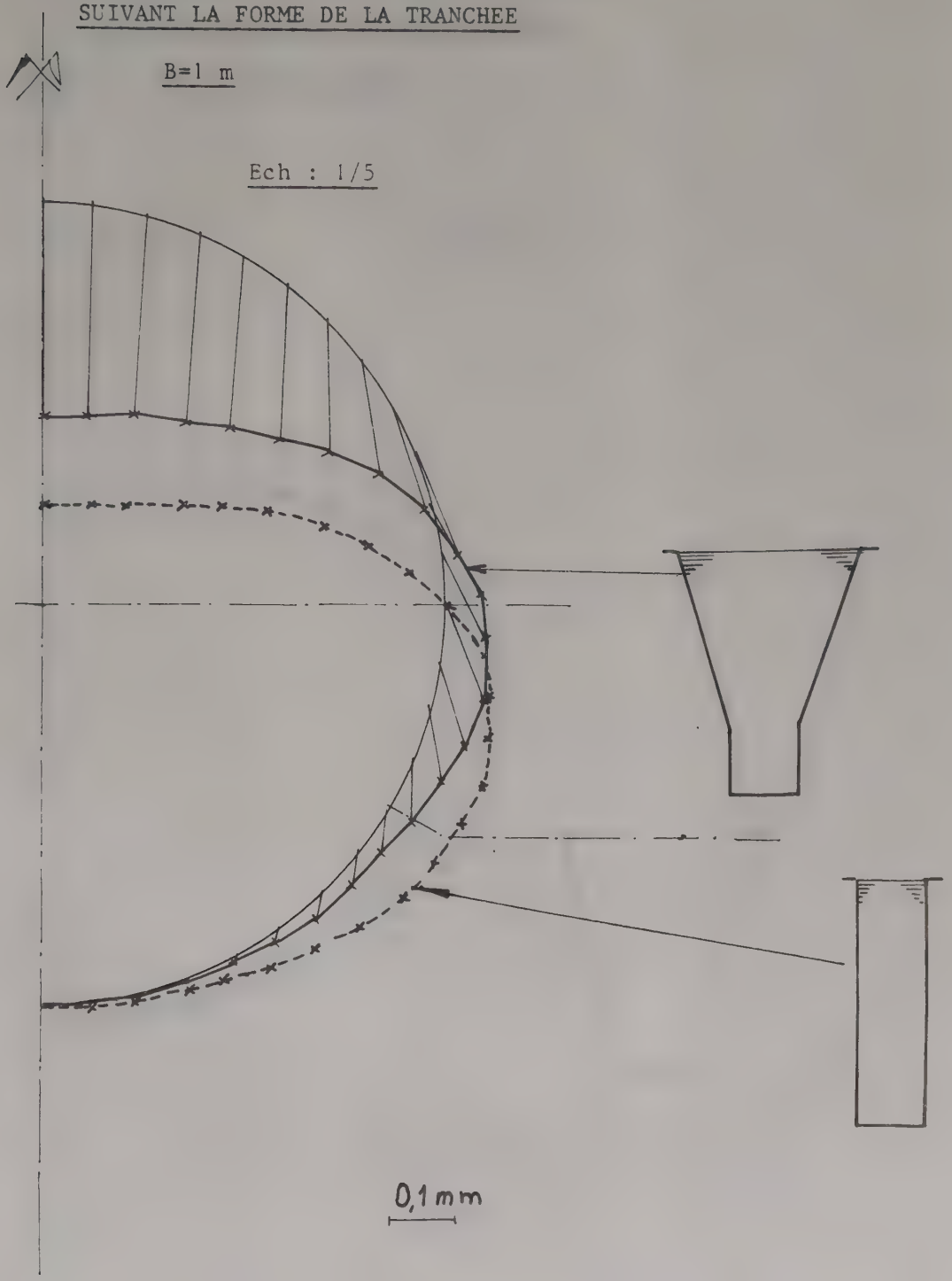


COMPARAISON DES DEPLACEMENTS RELATIFS TOTAUX

SUIVANT LA FORME DE LA TRANCHEE

B=1 m

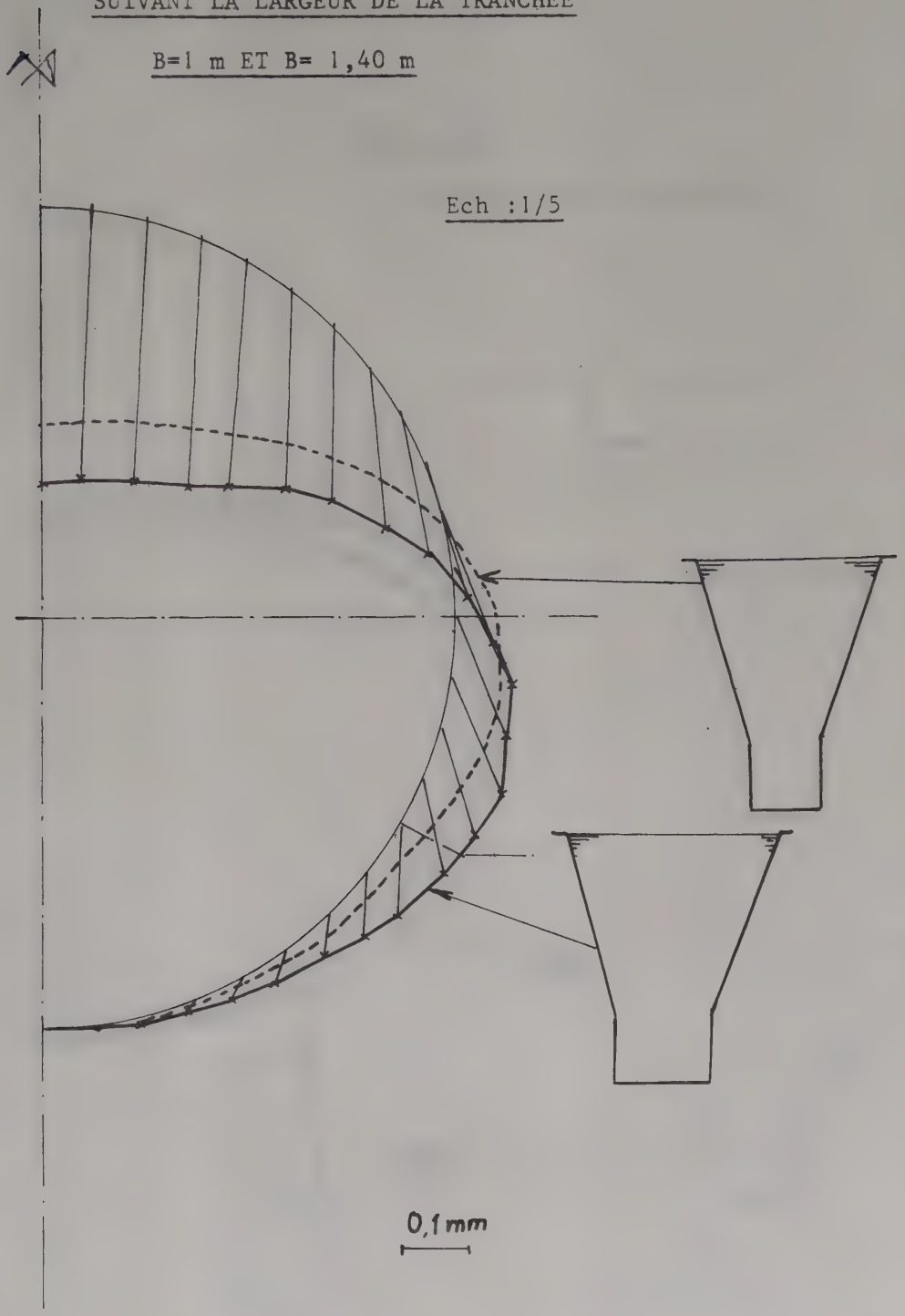
Ech : 1/5



COMPARAISON DES DEPLACEMENTS RELATIFS TOTAUX

SUIVANT LA LARGEUR DE LA TRANCHEE

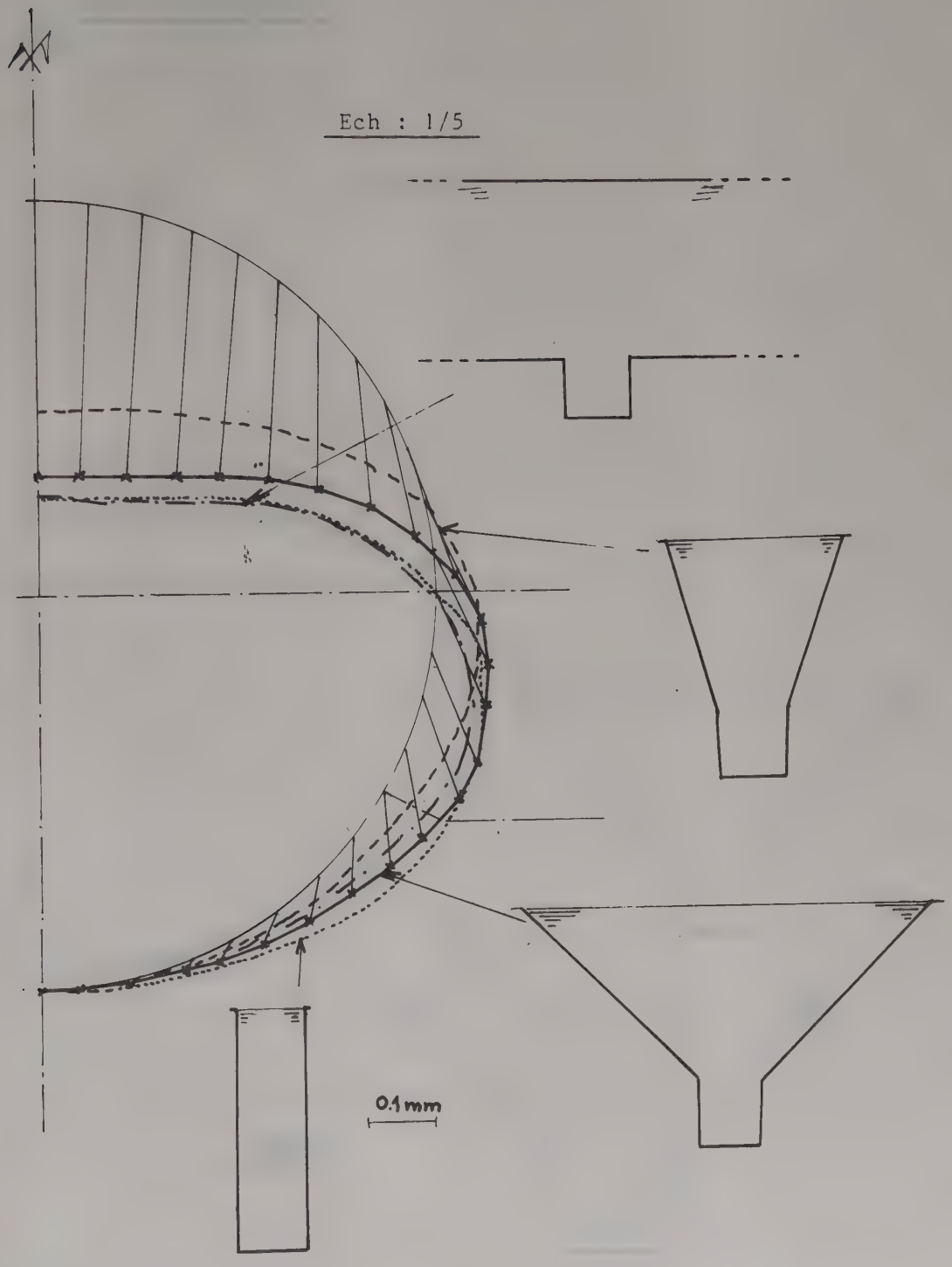
B=1 m ET B= 1,40 m



COMPARAISON DES DEPLACEMENTS RELATIFS TOTAUX

SUIVANT LE TYPE DE LA TRANCHEE

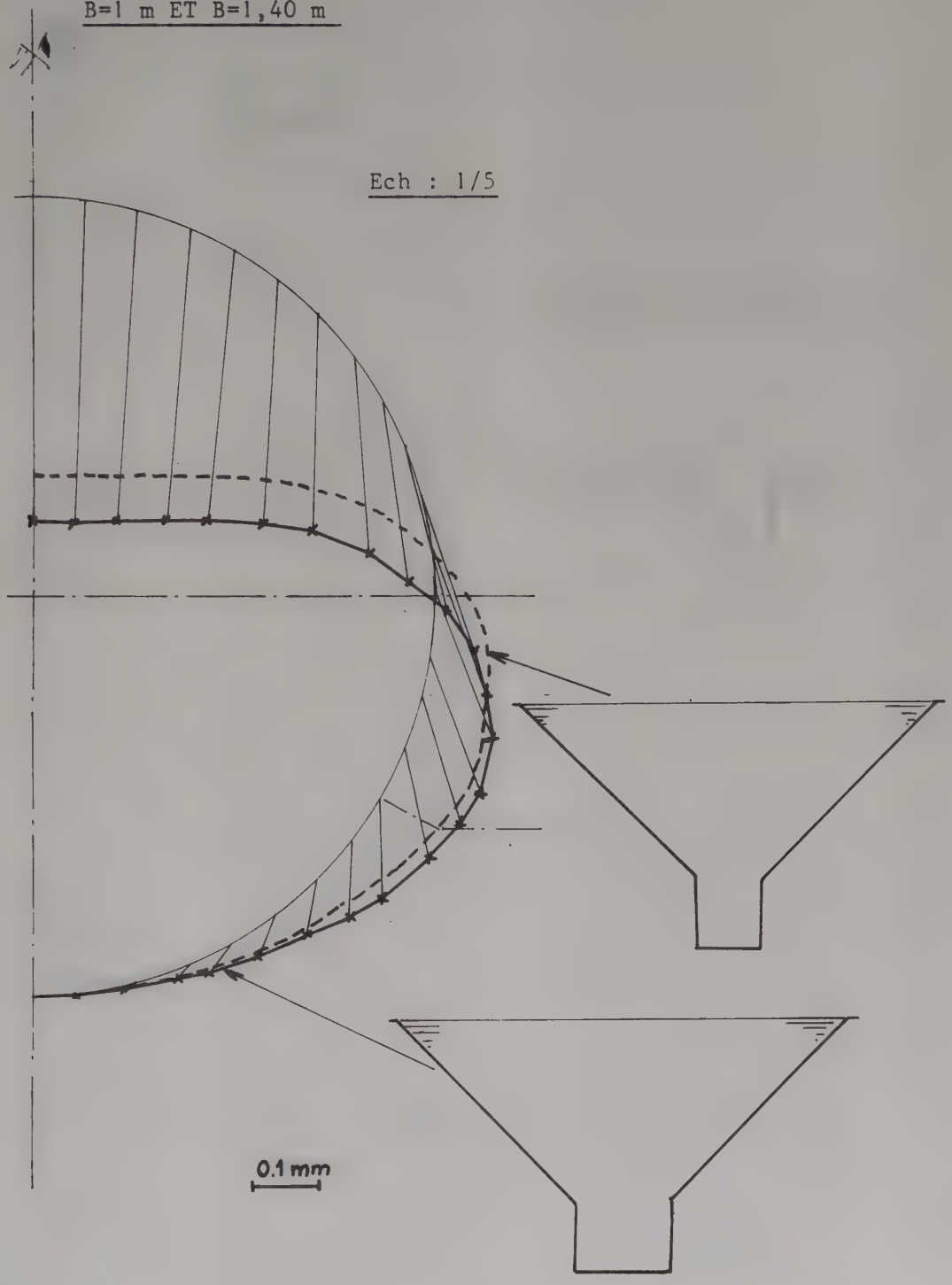
B= 1 m



COMPARAISON DES DEPLACEMENTS RELATIFS TOTAUX

SUIVANT LA LARGEUR DE LA TRANCHEE

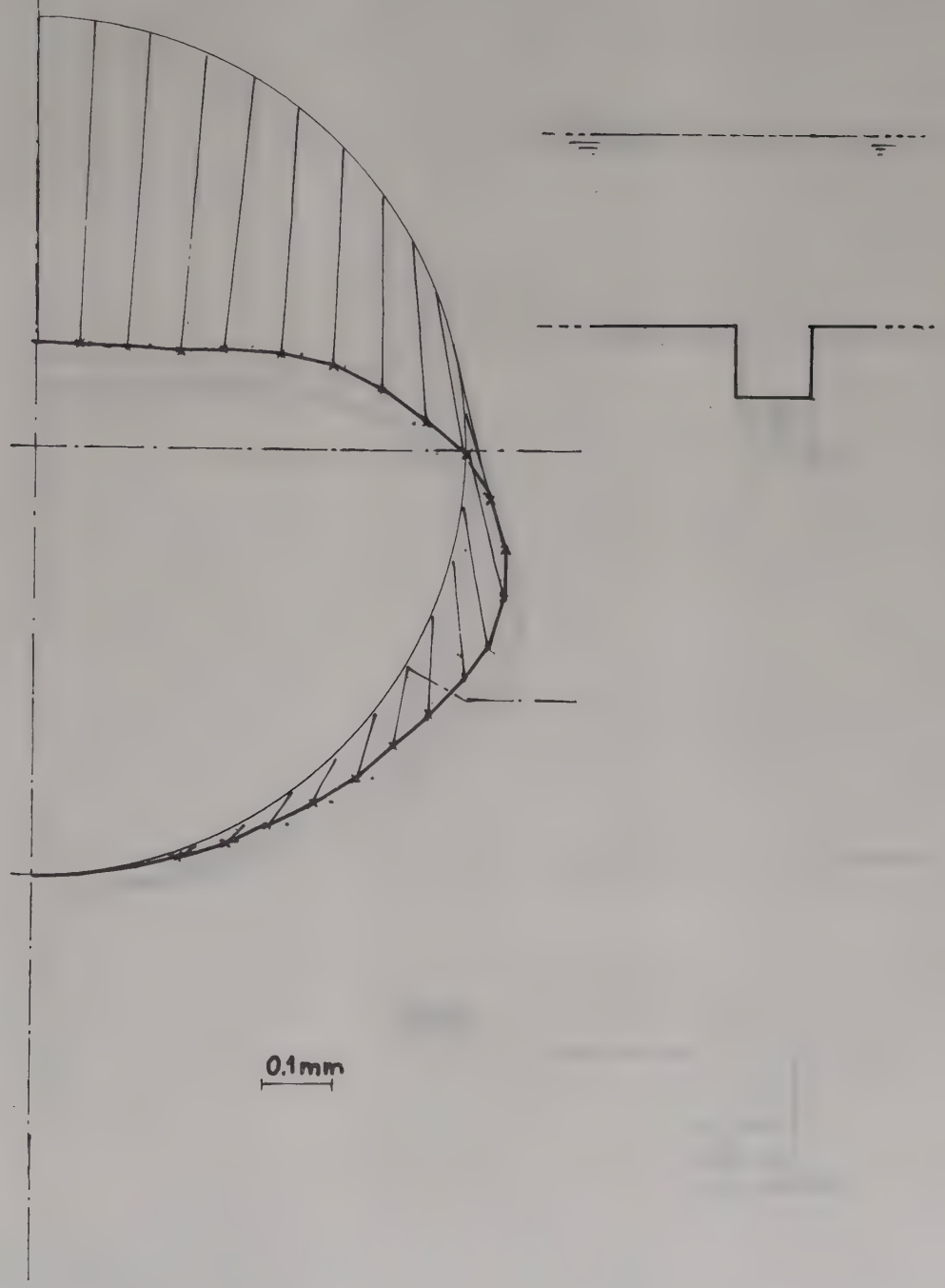
B=1 m ET B=1,40 m



DEPLACEMENTS RELATIFS TOTAUX

B= 1 m

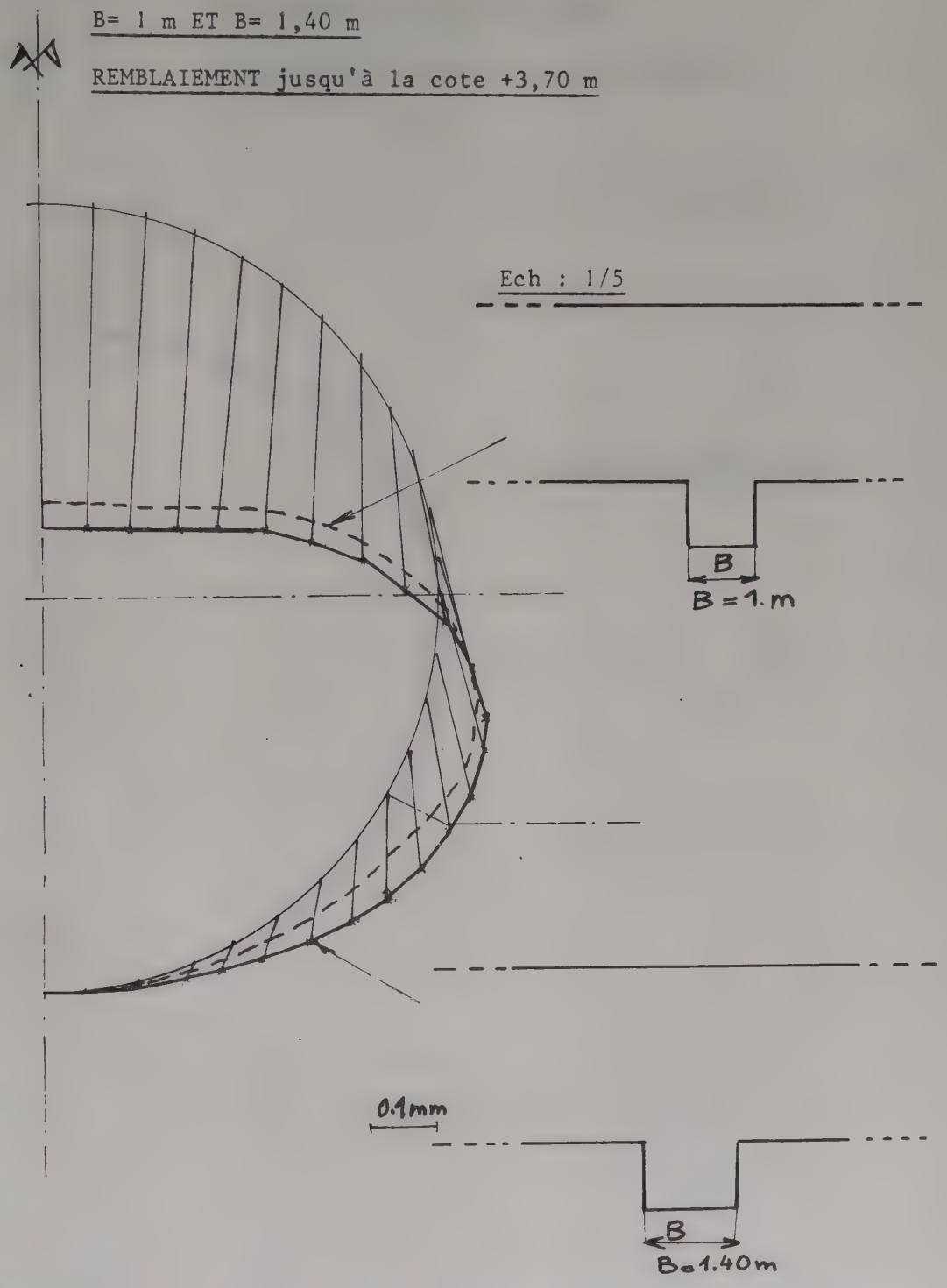
Ech : 1/5



COMPARAISON DES DEPLACEMENTS RELATIFS TOTAUX

B= 1 m ET B= 1,40 m

REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +3,70 m

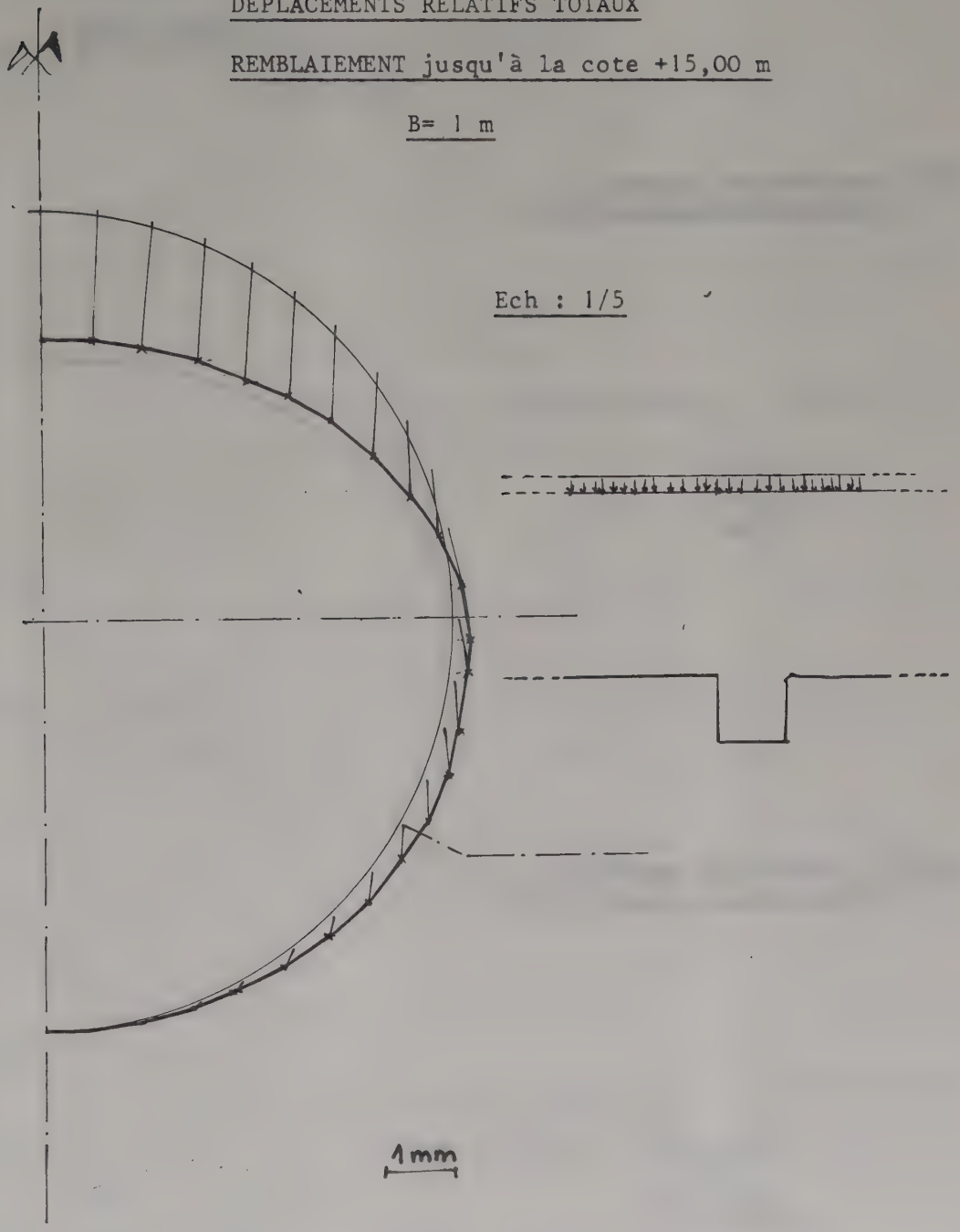


DEPLACEMENTS RELATIFS TOTAUX

REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +15,00 m

B= 1 m

Ech : 1/5



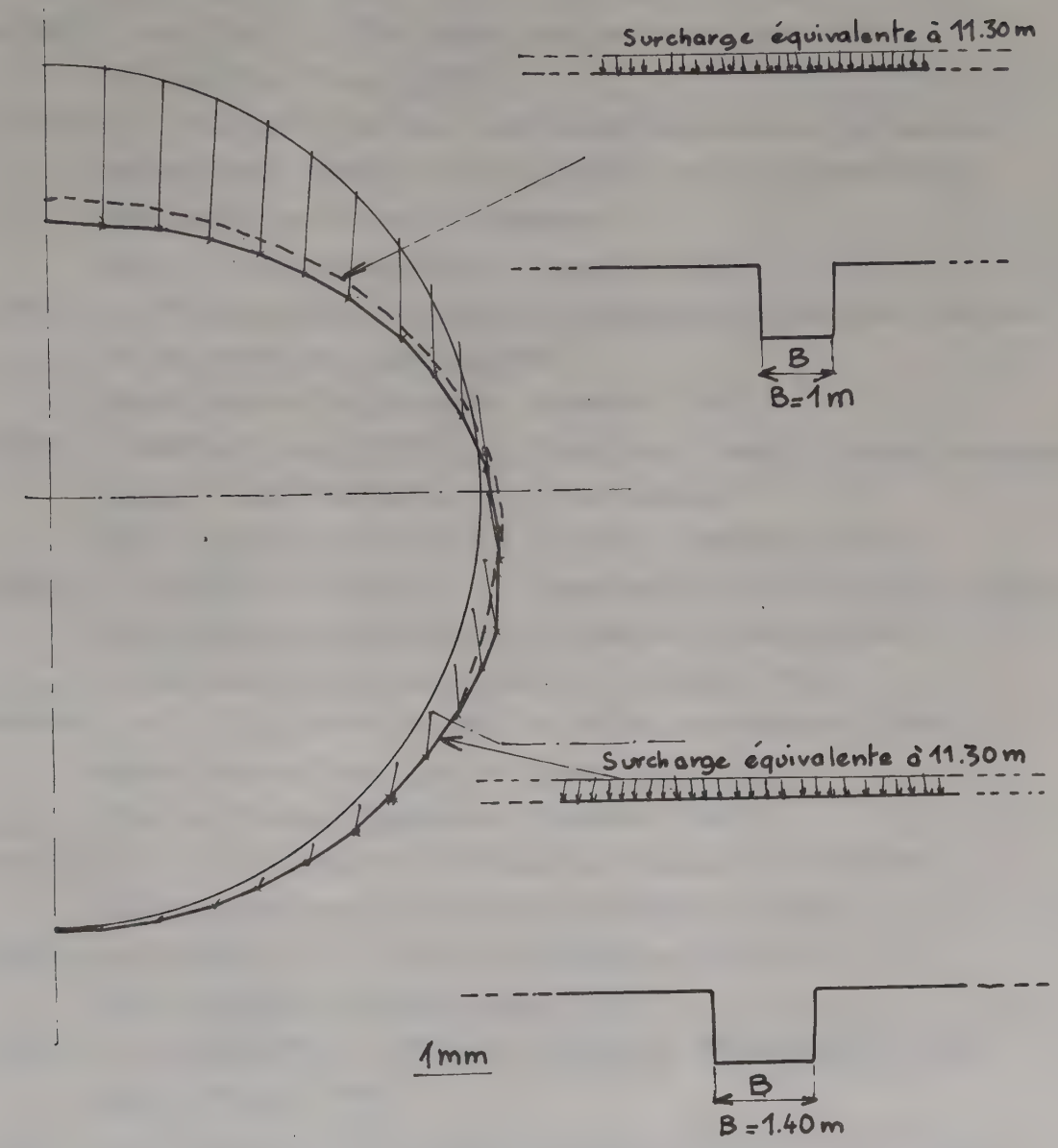
COMPARAISON DES DEPLACEMENTS RELATIFS TOTAUX

SUIVANT LA LARGEUR B

B= 1 m ET B= 1,40 m

REMBLAIEMENT jusqu'à la cote +15 m

Ech : 1/5



BIBLIOGRAPHIE

(1) ABSI E. : "Equilibre limite des massifs"
A.I.T.B.T.P, SF 38, N° 177, Paris (Sept. 1962).

(2) ALBIGES M. et COIN A. : "Résistance des matériaux appliquée"
Ed. Eyrolles, Paris (1969).

(3) AL-ISSA M. : "Recherche des lois contrainte-déformation des milieux pulvérulents. Analyse de la validité des loi hyperboliques. Application aux pieux et barrages".
Thèse de Docteur Ingénieur, Grenoble (1973).

(4) BIAREZ J. : "Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols et des matériaux pulvérulents".
Thèse Doctorat ès.Sciences, Grenoble (1961).

(5) BIAREZ J. BOUCRAUT L.M., NEGRE R. : "Equilibre limite d'écrans verticaux soumis à une translation ou à une rotation".
Proc. of the 6 th I.C.S.M.F.E. vol 2, Montréal (1965).

(6) BIAREZ J., ALBERT R., VERDIER G. : "Introduction à l'étude de la stabilité des ouvrages de soutènement et gabions de palplanches".
Conférence faite à Amsterdam le 13 Octobre 1970.

(7) BOUCRAUT L.M. : "Equilibre limite d'un milieu pulvérulent à deux dimensions sollicité par un écran rigide".
Thèse de Docteur Ingénieur, Grenoble (1964).

(8) CAPELLE J.F. : "Contribution à l'étude des massifs en rotation".
Thèse de Doctorat de Spécialité, Grenoble (1960).

(9) CAQUOT A. et KERISEL J. : "Traité de Mécanique des Sols".
3è ed. Gauthier-Villars, Paris (1966).

(10) COSTET J. et SANGLERAT G. : "Cours pratique de Mécanique des Sols".
Dunod, Paris (1969).

(11) DARVE F. : "Contribution à la détermination rhéologique incrémentale des Sols".
Thèse de Docteur Ingénieur, Grenoble (1974).

(12) DUNCAN J.M. : "Utilisation pratique de la technique des éléments finis en génie civil".
Journées de Mécanique des Sols, Ecole Centrale, Paris (1972).

(13) GANCEL Ph.: "Rapport de stage de 3è année".
Ecole Centrale, Paris (1973).

(14) GERMAIN P. : "Mécanique des milieux continus".
Masson et Cie, Paris (1962).

(15) GOURC J.P. : "Fondations bidimensionnelles dilatables sollicitées à l'arrachement : conditions de mobilisation de la butée sur ses flancs".
Thèse de Docteur Ingénieur, Grenoble (1974).

(16) GROSJEAN Ph. : "Etude de l'état de butée sur les flancs verticaux d'une fondation prismatique bidimensionnelle sollicitée à l'arrachement".
Thèse de Doctorat de Spécialité, Grenoble (1969).

(17) GUERIN A. : "Traité de béton armé".
Dunod, Vol. 8, Paris (1970).

(18) HUECKEL S. : "Model tests on anchoring capacity of vertical and inclined plates".
Proc. of the 4 th I.C.S.M.F.E, vol 2, London (1957).

(19) JASPAR J.L. et SHTENKO V.W. : "Foundation anchor piles in clay-shales".
Canadian Geotechnical Journal, vol 6, (May 1969).

(20) JOSSINET C. : "Ecran vertical rigide sollicité horizontalement en milieu pulvérulent".
Thèse de Doctorat de Spécialité, Grenoble (1974).

(21) LEONARDS G.A : "Les Fondations".
Dunod, Paris (1968).

(22) MARSTON A. : "The theory of loads on pipes in ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipe".
Iowa Engineering Experiment Station, Bull 31, Ames , Iowa (1913).

(23) MARTIAL G. : "Action des terres sur les ouvrages de soutènements. Stabilité des murs poids".
Thèse de Docteur Ingénieur, Grenoble (1972).

(24) MARTIN D. : "Etude à la rupture de différents ancrages sollicités verticalement".
Thèse de Docteur Ingénieur, Grenoble (1966).

(25) MEYERHOF G.G. et ADAMS J.I. : "The ultimate uplift capacity of foundations".
Canadian Geotechnical Journal, vol 5, (1968).

(26) MONTEL B. : "Contribution à l'étude des fondations sollicitées à l'arrachement. Phénomène plan, milieux pulvérulents".
Thèse de Doctorat de Spécialité, Grenoble (1963).

(27) PIOLINE M. : "Etude de quelques problèmes de soutènement en petites déformations".
Thèse de Doctorat de Spécialité, Grenoble (1975).

(28) SCHLICK W.J. and JOHNSON J.W. : "Concrete cradles for large pipe conduits".
Iowa Engineering Experiment Station, Bull 80, Ames, Iowa (1926).

(29) SCHLICK W.J. : "Loads and pipe in wide ditches".
Iowa Engineering Experiment Station, Bull 108, Ames, Iowa (1932).

(30) SCHLICK W.J. : "Supporting Strength of Cast Iron pipe for Water and gas service".
Iowa Engineering Experiment Station, Bull 146, Ames, Iowa (1940).

(31) SCHNEEBELI G.: "Une analogie mécanique pour l'étude de la stabilité des ouvrages en terre à deux dimensions".
Proc. of the 4 th I.C.S.M.F.E, vol 2, London (1957).

(32) SENS M.A. : "Etude de la stabilité des barrages et gabions".
Thèse de Docteur Ingénieur, Grenoble (1971).

(33) SENS M.A. et WATISSEE H. : "Conférences d'Information sur la méthode des éléments finis".

(34) SOKOLOVSKI V. : "Theorie des plastizität".
Verlag, Berlin D.D.R.

(35) SPANGLER M.G., WINFREY R. and MASON C. : "Experimental determination of static and Impact loads transmitted to culverts".
Iowa Engineering Experiment Station, Bull 79, Ames, Iowa (1925).

(36) SPANGLER M.G. : "The Structural design of flexible pipe culverts".
Iowa Engineering Experiment Station, Bull 153, Ames, Iowa (1941).

(37) SPANGLER M.G. and HENNESSY R. : "A method of Computing live loads transmitted to underground conduits".
Proc. Highway Research Board, vol 26, (1946).

(38) TIMOSHENKO S. : "Théorie de l'Elasticité".
Librairie polytechnique, CM. Beranger, Paris et Liège (1948).

(39) TIMOSHENKO S. : "Résistance des matériaux".
Dunod, Paris, (1972).

(40) TERZAGHI K. et PECK R.B. : "Mécanique des Sols appliquée au travaux publics et au bâtiment".
Dunod, Paris, (1961).

(41) TRAN-VÔ-NHIEM : "Force portante limite des fondations superficielles et résistance maximale à l'arrachement des ancrages".
Thèse de Docteur Ingénieur, Grenoble (1972).

(42) ZIENKIEWICZ : "La méthode des éléments finis appliquée à l'art de l'Ingénieur".
Ediscience, Paris (1973).

UNIVERSITÉ D'AIX-MARSEILLE

INSTITUT DE MÉCANIQUE DES FLUIDES

1, Rue Honnorat
13003 MARSEILLE

Téléphone : (91) 50-01-77

Marseille, le 15 Septembre 1975

J. VALENSI, Directeur de
l'U.E.R. de l'I.M.F.M.

à

Monsieur Giuseppe AGNELLO

J'ai l'honneur de vous faire savoir que, par décision en date du 10 Septembre 1975, je vous accorde le permis d'imprimer pour votre thèse de Docteur Ingénieur portant sur le sujet suivant :

"Problèmes de poussée-butée traités par la méthode des éléments finis"

En conséquence, il conviendra de faire figurer les mentions ci-après à la fin du texte

"Vu et permis d'imprimer
Marseille, le 10 Septembre 1975
Le Directeur de l'U.E.R. de l'I.M.F.M

J. VALENSI"

ERRATA :

P. 242 : D - I - Etat initial

P. 247 : C - III - 4) remblai A ϕ = 35°
C = 0,0 bar

P. 272 : I - 3) berceau γ = 2,10 t/m3
E = 10 000 t/m2
ϕ = 45°
ν = 0,3 Ko = 0,428